



**Ana Rita
Gomes Pereira**

**Comportamento ao Fogo de Vigas-coluna Metálicas
de Secção Transversal Esbelta**



**Ana Rita
Gomes Pereira**

Comportamento ao Fogo de Vigas-coluna Metálicas de Secção Transversal Esbelta

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, realizada sob a orientação científica do Professor Doutor Paulo Jorge de Melo Matias Faria de Vila Real, Professor Catedrático do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro, e coorientação científica do Doutor Carlos André Soares Couto, Investigador do Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Aveiro.

À minha família

o júri

presidente

Prof. Doutor Joaquim Miguel Gonçalves Macedo
Professor Auxiliar da Universidade de Aveiro

Doutor Paulo Alexandre Gonçalves Piloto
Professor Coordenador, Instituto Politécnico de Bragança

Prof. Doutor Paulo Jorge de Melo Matias Faria de Vila Real
Professor Catedrático da Universidade de Aveiro (orientador)

agradecimentos

Sendo este o culminar de mais uma fase da minha vida, como também a concretização de um objetivo pessoal, gostaria de expressar aqui os meus maiores e sinceros agradecimentos a todos os de que me ajudaram neste percurso e no desenvolvimento da presente dissertação.

Ao Prof. Doutor Paulo Vila Real, meu orientador, pela partilha do seu saber, pelo incentivo e pelas sugestões e ajudas prestadas durante a preparação desta dissertação.

Ao Doutor Carlos Couto, meu coorientador, pelo imenso apoio, dedicação e incentivo, pela disponibilidade total para responder às minhas inúmeras questões e pelas valiosas sugestões e ajudas prestadas durante a preparação desta dissertação.

A todos os meus colegas do Departamento de Engenharia Civil e da Universidade de Aveiro, que contribuíram para a minha vida e formação académica, assim como pessoal.

Um enorme agradecimento às Sara's que estiveram sempre comigo, com a sua enorme paciência. Obrigada por estes anos, pela amizade, pelas descontrações, por todo apoio, por serem quem são, por tudo o que me deram e por fazerem com que esta etapa tenha sido das melhores e aquela com que melhores memórias fico.

À Catarina e ao Carlos pelo enorme apoio e motivação, por tudo o que me ajudaram a alcançar, por tudo o que levaram a conhecer e, claro, por serem quem são.

Ao Joel e ao Nuno, por estes 5 anos. Obrigada por toda a ajuda, por estarem sempre presentes e por serem como uns irmãos para mim.

Ao André Reis por toda a ajuda e apoio que me proporcionou.

À Jéssica pelo enorme apoio que me deu ao longo de todos estes anos, pela motivação e pelas tentativas de descontrações que me proporcionou.

À Marta, que desde o início sempre me ajudou, motivou e se preocupou para que esta etapa corresse da melhor maneira possível.

À Marina por todo o apoio, por toda a preocupação, pela enorme motivação que me deu para que conseguisse finalizar esta etapa.

Aos meus pais e irmãs, por serem as pessoas excecionais que são, que através do seu incondicional apoio, motivação, preocupação, dedicação e carinho contribuíram de uma forma especial para que este trabalho fosse possível.

À minha família sempre disponível com apoio e motivação.

Um enorme, sincero e inesquecível muito obrigado!

palavras-chave

Vigas-coluna metálicas, Classe 4, secção esbelta, encurvadura, situação de incêndio, temperatura ambiente, modelação numérica, Eurocódigo 3

resumo

A presente dissertação tem como propósito aumentar o conhecimento do comportamento ao fogo de vigas-coluna metálicas de secção transversal esbelta, isto é, suscetíveis à ocorrência de fenómenos de instabilidade, tais como a encurvadura local, lateral e por flexão.

Sabe-se que os elementos metálicos com secção transversal esbelta possuem vantagens em termos de eficiência e economia de material. Esta atratividade faz com que sejam amplamente utilizados na construção. Contudo, a verificação da resistência ao fogo destes elementos carece de fórmulas simplificadas que se adequem a esta solução.

O principal objetivo desta dissertação direciona-se na elaboração de um estudo numérico do comportamento ao fogo de vigas-coluna em aço com secção transversal esbelta. Seguidamente, efetuar-se-á uma comparação entre os resultados obtidos numericamente através do método de elementos finitos e as metodologias presentes no Eurocódigo 3, no que se refere especificamente às fórmulas a frio, contidas na Parte 1-1 e às fórmulas para situação de incêndio na Parte 1-2.

No que diz respeito ao estudo numérico, este foi efetuado com elementos finitos de casca recorrendo ao programa SAFIR.

É demonstrado que a metodologia presente no Eurocódigo 3 para a verificação da resistência em situação de incêndio pode ser melhorada. Sendo assim, são propostas alterações a nível do cálculo dos fatores de interação.

Finalmente, concluiu-se que as fórmulas de interação do Eurocódigo 3 conduzem a resultados fora da segurança ou muito conservativos e que necessitam de ser melhoradas para que seja possível calcular estruturas mais seguras e económicas.

keywords

Metallic beam-columns, class 4, slender cross-section, buckling, fire situation, normal temperature, numeric modelling, Eurocode 3

abstract

The present thesis aims to increase the knowledge of the fire behaviour of steel beam-columns with slender cross-section, that is, susceptible to the occurrence of instability phenomena, such as local, lateral-torsional and bending buckling.

It is known that steel members with slender cross-section have advantages in terms of efficiency and economic material. This attraction makes them widely used in construction. However, the verification of the fire resistance of these members need simplified formulas that are appropriate to this solution.

The main objective of this thesis consist in the elaboration of a numerical study of the fire behaviour of steel beam-columns with slender cross-section. Posteriorly, shall be make a comparison between the results obtained numerically with the finite element method and the methodologies in Eurocode 3, which specifically refers to cold formulas, contained in Part 1-1, and fire situation formulas, contained in Part 1-2.

Regarding the numerical study, this was made with finite shell elements using the program SAFIR.

It is shown that the present methodology in Eurocode 3 for the verification of the resistance in fire situation can be improved. Therefore, some changes are proposed in the calculation of the interaction factors.

Finally, it was concluded that the interaction formulas of Eurocode 3 lead to results that may be outside the safety or be very conservative and need to be improved so that becomes possible to calculate safer and more economical structures.

Índice Geral

| | |
|---|-------|
| Índice Geral | XV |
| Índice de Figuras | XIX |
| Índice de Tabelas | XXI |
| Nomenclatura..... | XXIII |
| Lista de acrónimos..... | XXVII |
| Capítulo 1. Introdução | 3 |
| 1.1. Considerações Gerais..... | 3 |
| 1.2. Âmbitos e Objetivos | 4 |
| 1.3. Estrutura da Dissertação | 5 |
| Capítulo 2. Vigas-coluna à Temperatura Ambiente | 9 |
| 2.1. Considerações Gerais..... | 9 |
| 2.2. O Conceito de Encurvadura..... | 10 |
| 2.2.1. Encurvadura Local..... | 10 |
| 2.2.2. Encurvadura por Flexão..... | 12 |
| 2.2.3. Encurvadura Lateral | 15 |
| 2.3. Vigas-coluna com Secção Transversal Esbelta | 17 |
| 2.4. Regras de Cálculo para Vigas-coluna à Temperatura Ambiente | 21 |
| 2.4.1. Classificação das Secções Transversais | 21 |
| 2.4.2. Resistência da Secção Transversal | 23 |
| 2.4.3. Resistência do Elemento..... | 25 |
| 2.5. Verificação da Segurança à Temperatura Ambiente | 27 |
| Capítulo 3. Vigas-coluna em Situação de Incêndio..... | 33 |
| 3.1. Verificação da Segurança em Situação de Incêndio | 33 |
| 3.1.1. Propriedades Mecânicas do Aço Carbono a Temperaturas Elevadas..... | 33 |

| | | |
|-------------|--|----|
| 3.1.2. | Cálculo da Resistência ao Fogo..... | 37 |
| 3.2. | Regras de Cálculo para Vigas-coluna em Situação de Incêndio..... | 40 |
| 3.2.1. | Classificação das Secções Transversais | 40 |
| 3.2.2. | Resistência da Secção Transversal | 41 |
| 3.2.3. | Resistência do Elemento..... | 42 |
| 3.3. | Propostas de Couto <i>et al.</i> | 44 |
| 3.3.1. | Calibração do Fator μ_y para No Plano..... | 44 |
| 3.3.2. | Calibração do Fator μ_{LT} para Fora do Plano..... | 45 |
| Capítulo 4. | Modelação Numérica..... | 49 |
| 4.1. | Considerações Gerais..... | 49 |
| 4.2. | Descrição Geral dos Programas | 49 |
| 4.2.1. | SAFIR..... | 49 |
| 4.2.2. | Ruby | 51 |
| 4.3. | Descrição do Modelo Numérico | 51 |
| 4.4. | Imperfeições Geométricas | 54 |
| 4.5. | Tensões Residuais..... | 55 |
| 4.6. | Casos de Estudo | 56 |
| Capítulo 5. | Estudo Paramétrico | 65 |
| 5.1. | Considerações Gerais..... | 65 |
| 5.2. | Esforço Transverso | 67 |
| 5.3. | Comportamento No Plano | 70 |
| 5.3.1. | Segundo o Eurocódigo 3 | 76 |
| 5.3.2. | EN1993-1-2 + Calibração do Fator μ_y | 78 |
| 5.3.3. | Discussão de Resultados..... | 79 |
| 5.4. | Comportamento Fora do Plano | 80 |
| 5.4.1. | Segundo o Eurocódigo 3 | 86 |
| 5.4.2. | EN1993-1-2 + Calibração do Fator μ_{LT} | 87 |

| | |
|--|-----|
| 5.4.3. Discussão de Resultados..... | 88 |
| 5.5. Avaliação Estatística..... | 89 |
| Capítulo 6. Considerações Finais | 95 |
| 6.1. Conclusões | 95 |
| 6.2. Desenvolvimentos Futuros | 97 |
| Referências Bibliográficas..... | 101 |

Índice de Figuras

| | |
|--|----|
| Figura 1 – Exemplo de viga-coluna com instabilidade local a partir de um ensaio realizado a temperaturas elevadas, na Universidade de Liège (FIDESC4, 2014)..... | 3 |
| Figura 2 – Esforços e deslocamentos a) primários e b) secundários numa viga-coluna (Virtuoso, 2010). | 9 |
| Figura 3 - Encurvadura de placa comprimida axialmente (Vila Real, 2010b). | 11 |
| Figura 4 - Conceito de largura efetiva (Simões da Silva & Gervásio, 2007). | 12 |
| Figura 5 - Curvas de encurvadura (CEN, 2005a). | 15 |
| Figura 6 - Encurvadura lateral (Simões, 2005). | 15 |
| Figura 7 - Configuração da deformada de uma viga em I (Vila Real, 2010a). | 16 |
| Figura 8 - Secções bruta e efetiva de um perfil em I. | 18 |
| Figura 9 – Relação tensão-extensão do aço carbono a temperaturas elevadas (CEN, 2005b). | 34 |
| Figura 10 - Fatores de redução para as propriedades mecânicas do aço carbono a elevadas temperaturas de acordo com a EN1993-1-2 (Couto, 2015). | 37 |
| Figura 11 – Elemento finito de casca (Lopes, 2009). | 51 |
| Figura 12 - Modelo numérico adotado para a viga-coluna. | 53 |
| Figura 13 - Exemplo de um gráfico Força - Tempo para temperatura normal. | 53 |
| Figura 14 – Exemplo de um gráfico Temperatura - Tempo para a carga de colapso a elevadas temperaturas. | 53 |
| Figura 15 – Exemplo de um gráfico Força - Tempo para a carga de colapso a elevadas temperaturas. | 54 |
| Figura 16 - Modos de encurvadura. | 55 |
| Figura 17 - Tensões residuais nos perfis soldados em I (C - Compressão, T - Tração) (Couto, Vila Real, et al., 2016). | 56 |
| Figura 18 - Variação de β (Couto, Vila Real, et al., 2016). | 57 |
| Figura 19 - Típica deformada de esforço transversal, secção $1000 \times 5 + 300 \times 10 + L = 3,5m + S355 + 350^{\circ}C + \psi = -1$ | 69 |
| Figura 20 - Exemplos de outras deformadas por esforço transversal. | 69 |
| Figura 21 - Restrições laterais adicionadas ao modelo para prevenir os deslocamentos para fora do plano (Couto, 2015). | 70 |
| Figura 22 - Curvas de interação de uma viga-coluna de 7.0m de vão e secção transversal $1000 \times 5 + 300 \times 15$ a $20^{\circ}C$ para diferentes tipos de carregamento. | 72 |

| | |
|---|----|
| Figura 23 - Curvas de interação de uma viga-coluna de 6.0m de vão e secção transversal 1000x7 + 300x12 a 450°C para diferentes tipos de carregamento. | 73 |
| Figura 24 - Curvas de interação de uma viga-coluna de 6.5m de vão e secção transversal 450x4 + 150x7 + $\psi = -1$ para diferentes temperaturas. | 74 |
| Figura 25 - Curvas de interação de uma viga-coluna a 450°C e secção transversal 450x4 + 250x12 + $\psi = 0$ para diferentes comprimentos de vão. | 75 |
| Figura 26 - Curvas de interação para diferentes secções de vigas-coluna a 450°C e com $\psi = 1$ | 75 |
| Figura 27 - Comparação entre a curva de interação e os casos numéricos, para o comportamento no plano em situação de incêndio. | 77 |
| Figura 28 - Comparação entre a curva de interação e os casos numéricos, para o comportamento no plano recorrendo às fórmulas para a temperatura ambiente adaptadas para a situação de incêndio. | 78 |
| Figura 29 - Comparação entre a curva de interação e os casos numéricos com μ_y calibrado, para o comportamento no plano em situação de incêndio. | 79 |
| Figura 30 - Curvas de interação de uma viga-coluna de 7.0m de vão e secção transversal 1000x5 + 300x15 a 20°C para diferentes tipos de carregamento. | 81 |
| Figura 31 - Curvas de interação de uma viga-coluna de 6.0m de vão e secção transversal 1000x7 + 300x12 a 450°C para diferentes tipos de carregamento. | 82 |
| Figura 32 - Curvas de interação de uma viga-coluna de 6.5m de vão e secção transversal 450x4 + 150x7 + $\psi = -1$ para diferentes temperaturas. | 83 |
| Figura 33 - Curvas de interação de uma viga-coluna a 450°C e secção transversal 450x4 + 250x12 + $\psi = 0$ para diferentes comprimentos de vão. | 84 |
| Figura 34 - Curvas de interação para diferentes secções de vigas-coluna a 450°C e com $\psi = 1$ | 85 |
| Figura 35 - Comparação entre a curva de interação e os casos numéricos, para o comportamento fora do plano em situação de incêndio. | 86 |
| Figura 36 - Comparação entre a curva de interação e os casos numéricos, para o comportamento fora do plano recorrendo às fórmulas para a temperatura ambiente adaptadas para a situação de incêndio. | 87 |
| Figura 37 - Comparação entre a curva de interação e os casos numéricos com μ_{LT} calibrado, para o comportamento fora do plano em situação de incêndio. | 88 |
| Figura 38 - Estado limite de deformação final da secção I450x4 + 150x5 + L=4.5m + 450°C para o comportamento fora do plano. | 89 |

Índice de Tabelas

| | |
|--|----|
| Tabela 1 - Escolha da curva de encurvadura em função da secção transversal (CEN, 2005a)..... | 14 |
| Tabela 2 - Fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura (CEN, 2005a)..... | 14 |
| Tabela 3 - Curvas de encurvadura lateral recomendadas para diferentes secções transversais (CEN, 2005a)..... | 17 |
| Tabela 4 - Fatores de imperfeição recomendados para as curvas de encurvadura lateral (CEN, 2005a)..... | 17 |
| Tabela 5 - Elementos comprimidos interiores (CEN, 2012). | 20 |
| Tabela 6 - Elementos comprimidos salientes (CEN, 2012). | 20 |
| Tabela 7 - Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (CEN, 2005a)..... | 22 |
| Tabela 8 - Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (CEN, 2005a)..... | 23 |
| Tabela 9 - Fatores de interação para elementos não suscetíveis à deformação por torção (CEN, 2005a)..... | 28 |
| Tabela 10 - Fatores de interação para elementos suscetíveis à deformação por torção (CEN, 2005a)..... | 29 |
| Tabela 11 - Coeficientes de momento uniforme equivalente C_m dos Quadros 4 e 5 (CEN, 2005a)..... | 29 |
| Tabela 12 - Lei constitutiva do aço carbono a elevadas temperaturas (CEN, 2005b).... | 34 |
| Tabela 13 - Fatores de redução das propriedades mecânicas do aço carbono a temperaturas elevadas (CEN, 2005b)..... | 35 |
| Tabela 14 - Fatores de redução para secções de Classe 4 (CEN, 2005b)..... | 36 |
| Tabela 15 – Coeficientes de momento uniforme equivalente (CEN, 2005b)..... | 40 |
| Tabela 16 - Coeficiente de momento uniforme (Couto, Sanzel, et al., 2016). | 45 |
| Tabela 17 - Casos de estudo considerados (Classe do aço S355) no plano. | 57 |
| Tabela 18 - Casos de estudo considerados (Classe do aço S355) fora do plano. | 60 |
| Tabela 19 - Secções que colapsaram por esforço transversal no plano..... | 67 |
| Tabela 20 - Secções que colapsaram por esforço transversal para fora do plano. | 68 |
| Tabela 21 - Resultados estatísticos das vigas-colunas no plano..... | 90 |
| Tabela 22 - Resultados estatísticos das vigas-colunas para fora do plano. | 91 |

Nomenclatura

Letras maiúsculas latinas

| | |
|---------------------------|---|
| A_{eff} | Área efetiva da secção transversal |
| C_1, C_2, C_3 | Coeficientes dependentes da forma do diagrama de momentos fletores e condições de apoio |
| E | Módulo de elasticidade do aço |
| E_a | Módulo de elasticidade do aço à temperatura normal |
| $E_{a,\theta}$ | Inclinação da recta que representa o domínio elástico para o aço a temperaturas elevadas θ_a |
| G | Módulo de distorção |
| I | Momento de inércia da secção transversal em relação ao eixo neutro |
| $I_{eff,y}$ | Momento de inércia da secção transversal efetiva em relação ao eixo y |
| I_y | Momento de inércia da secção transversal em relação ao eixo y |
| I_z | Momento de inércia da secção transversal em relação ao eixo z; momento de inércia de uma nervura de comprimento w |
| L | Comprimento de um elemento |
| $M_{b,fi,Rd}$ | Valor de cálculo do momento fletor resistente à encurvadura lateral em situação de incêndio |
| $M_{b,fi,\theta,Rd}$ | Valor de cálculo do momento fletor resistente à encurvadura lateral no instante t de uma secção com temperatura uniforme θ_a |
| $M_{b,Rd}$ | Valor de cálculo do momento fletor resistente à encurvadura lateral |
| $M_{b,Rd}^{SAFIR}$ | Resultado numérico do momento fletor resistente à encurvadura lateral |
| $M_{b,Rd,\theta}^{SAFIR}$ | Resultado numérico do momento fletor resistente à encurvadura lateral em situação de incêndio |
| $M_{c,Rd}$ | Valor de cálculo do momento fletor resistente em relação a um eixo principal de uma secção transversal |
| $M_{c,Rd}^{SAFIR}$ | Resultado numérico do momento fletor resistente |
| $M_{c,Rd,\theta}^{SAFIR}$ | Resultado numérico do momento fletor resistente em situação de incêndio |
| M_{cr} | Momento crítico elástico de encurvadura lateral |
| $M_{cr,\theta}$ | Momento crítico elástico de encurvadura lateral em situação de incêndio |

| | |
|--------------------|---|
| M_{Ed} | Valor de cálculo do momento fletor atuante |
| $M_{fi,Ed}$ | Valor de cálculo do momento fletor atuante |
| $M_{fi,\theta,Rd}$ | Valor de cálculo do momento fletor resistente no instante t de uma secção com temperatura uniforme θ_a |
| $M_{y,Rd}$ | Valor de cálculo do momento fletor resistente |
| N_{cr} | Carga crítica elástica de encurvadura por flexão (carga crítica de Euler) |
| N_{Rd} | Valor de cálculo do esforço axial resistente |
| $W_{eff,y}$ | Módulo de flexão elástico de uma secção transversal efetiva segundo y |
| $W_{el,y}$ | Módulo de flexão elástico de uma secção transversal segundo y |
| $W_{pl,y}$ | Módulo de flexão plástico de uma secção transversal segundo y |

Letras minúsculas latinas

| | |
|-----------------------|---|
| b | Largura dos banzos |
| b_{eff} | Largura efetiva do banzo comprimido |
| $f_{0,2p,\theta}$ | Tensão limite convencional de proporcionalidade, referida à tensão de cedência a 20°C |
| $f_{y,\theta}$ | Tensão de cedência efetiva do aço a temperaturas elevadas θ_a |
| f_y | Tensão de cedência a 20 °C |
| h | Altura da secção transversal |
| $k_{0,2p,\theta}$ | Fator de redução para o valor de cálculo da tensão de cedência do aço para secções da Classe 4 |
| $k_{0,2p,\theta,com}$ | Fator de redução da tensão de cedência do aço à temperatura máxima no banzo comprimido $\theta_{a,com}$ atingida no instante t |
| $k_{E,\theta}$ | Fator de redução para a inclinação da reta que representa o domínio elástico à temperatura do aço θ_a Atingida no instante t |
| $k_{y,\theta}$ | Fator de redução da tensão de cedência do aço à temperatura atingida no instante t |
| k_y | Fator de interação segundo o eixo yy para a formulação em situação de incêndio |
| k_z | Fator de interação segundo o eixo zz para a formulação em situação de incêndio |
| k_{LT} | Fator de interação para a formulação em situação de incêndio |

| | |
|--------------|---|
| k_{yy} | Fator de interação segundo o eixo yy para a formulação a frio |
| k_{zz} | Fator de interação segundo o eixo zz para a formulação a frio |
| k_{zy} | Fator de interação para o eixo zz dependente do fator de interação segundo o eixo yy para a formulação a frio |
| k_{yz} | Fator de interação para o eixo yy dependente do fator de interação segundo o eixo zz para a formulação a frio |
| k_{σ} | Coefficiente de encurvadura local |
| t_f | Espessura dos banzos |
| t_w | Espessura da alma |

Letras maiúsculas gregas

| | |
|----------|-------------------------------------|
| Δ | Valor da amplitude definida no Ruby |
|----------|-------------------------------------|

Letras minúsculas gregas

| | |
|--------------------------|---|
| α | Fator de imperfeição relativo a encurvadura por flexão; ângulo formado entre os painéis diagonais das nervuras trapezoidais e o eixo longitudinal |
| α_{LT} | Fator de imperfeição relativo a encurvadura lateral |
| γ_{M0} | Fator parcial de segurança da resistência das secções transversais ($\gamma_{M0} = 1,0$) |
| γ_{M1} | Fator parcial de segurança da resistência do elemento a fenómenos de instabilidade ($\gamma_{M1} = 1,0$) |
| $\gamma_{M,fi}$ | Fator parcial de segurança para o material em situação de incêndio ($\gamma_{M,fi} = 1,0$) |
| ε | Extensão |
| ε_{θ} | Extensão a altas temperaturas |
| θ | Temperatura |
| θ_a | Temperatura do aço (°C) |
| $\bar{\lambda}$ | Coefficiente de esbelteza normalizada para a encurvadura por flexão |
| $\bar{\lambda}_{\theta}$ | Coefficiente de esbelteza normalizada para a encurvadura por flexão em situação de incêndio |

| | |
|---------------------------------|--|
| $\bar{\lambda}_{LT}$ | Coeficiente de esbelteza normalizada relativo a encurvadura lateral |
| $\bar{\lambda}_{LT,\theta,com}$ | Coeficiente de esbelteza normalizada relativo a encurvadura lateral em situação de incêndio |
| ρ | Coeficiente de redução para a encurvadura de placa |
| ρ_a | Massa volúmica do aço |
| ν | Coeficiente de <i>Poisson</i> |
| ν_i, ν_s | Distância no eixo y entre o centro de gravidade da secção transversal reduzida e a fibra extrema inferior/superior |
| Φ | Parâmetro para determinar o coeficiente de redução χ |
| Φ_θ | Parâmetro para determinar o coeficiente de redução χ_{fi} |
| Φ_{LT} | Parâmetro para determinar o coeficiente de redução χ_{LT} |
| $\Phi_{LT,\theta,com}$ | Parâmetro para determinar o coeficiente de redução $\chi_{LT,fi}$ |
| χ | Fator de redução para a encurvadura por flexão |
| χ_{fi} | Fator de redução para a encurvadura por flexão em situação de incêndio |
| χ_{LT} | Fator de redução para a encurvadura lateral |
| $\chi_{LT,fi}$ | Fator de redução para a encurvadura lateral em situação de incêndio |
| ψ | Relação entre os momentos que atuam nas extremidades de um elemento |

Lista de acrónimos

| | |
|-------------|--------------------------------|
| CEN | Comité Europeu de Normalização |
| EN | Norma Europeia |
| EN 1993-1-1 | Parte 1-1 do Eurocódigo 3 |
| EN 1993-1-2 | Parte 1-2 do Eurocódigo 3 |
| EN 1993-1-5 | Parte 1-5 do Eurocódigo 3 |

Capítulo 1

Introdução

Capítulo 1. Introdução

1.1 Considerações Gerais

1.2 Âmbitos e Objetivos

1.3 Estrutura da Dissertação

Capítulo 1. Introdução

1.1. Considerações Gerais

A resistência e a capacidade de rotação de uma secção são influenciadas por fenómenos de encurvadura. Essas características permitem classificar a secção transversal de um elemento estrutural em secção de classe 1, 2, 3 ou 4 (Simões da Silva, Gervásio, & Simões, 2010).

Na presente dissertação serão tratadas as secções transversais esbeltas, ou seja, de classe 4, onde os fenómenos de encurvadura local ocorrem antes de uma ou mais partes da secção transversal atingirem a tensão de cedência (Almeida, 2012).

Os elementos em aço carbono de classe 4 possuem grandes vantagens em relação à sua eficiência e leveza, pelo que são muito económicos. Estes são os principais motivos pelo qual se tem verificado um aumento da utilização de elementos de aço de carbono com secção transversal de classe 4 na construção (Couto, 2015). No entanto, o seu comportamento, especialmente em situação de incêndio, é ainda pouco estudado.



Figura 1 – Exemplo de viga-coluna com instabilidade local a partir de um ensaio realizado a temperaturas elevadas, na Universidade de Liège (FIDESC4, 2014).

É importante salientar que os cálculos efetuados, segundo o Eurocódigo 3, para a verificação da segurança de elementos com secção de classe 4 são análogos aos elementos com secção de classe 3 (Vindima, 2012), considerando, no entanto, uma secção transversal reduzida para contemplar a redução de resistência no elemento devido aos fenómenos de encurvadura local. Contudo, de acordo com investigações numéricas recentes, provou-se que as regras para a classe 4 eram pouco precisas e muito conservadoras. Tal sucede pois as regras, em caso de incêndio, foram desenvolvidas para elementos de classe 1 e 2 e a sua precisão em situação de incêndio ainda precisa ser verificada, ou então as regras podem ser melhoradas (Couto, 2015).

No entanto, são dadas recomendações para a situação de incêndio no Anexo E da Parte 1-2 do Eurocódigo 3, a fim de se considerar a encurvadura local. No entanto, como mencionado anteriormente, investigações numéricas demonstram que essa metodologia é conservadora e leva a resultados demasiado conservativos (Couto, 2015).

No caso do comportamento ao fogo, quando um elemento em aço carbono se encontra sujeito a altas temperaturas, geralmente, apresenta um fraco desempenho. Tal sucede porque o aço possui uma elevada condutividade térmica, que contribui para uma aceleração na propagação da temperatura, levando à degradação das propriedades mecânicas do elemento. Deste modo, torna-se necessário proteger as estruturas metálicas para que possam cumprir os requisitos necessários regulamentares (Sousa, 2015).

Para este estudo, serão analisadas vigas-coluna com secção transversal esbelta recorrendo ao *software* SAFIR (J.M. Franssen & SAFIR, 2005; Talamona & Franssen, 2005). Este é um programa de cálculo automático que recorre ao método de elementos finitos (métodos avançados) e permite uma análise não linear para o estudo do comportamento do elemento em questão.

1.2. Âmbitos e Objetivos

Os elementos estruturais em aço carbono de secção transversal esbelta apresentam paredes finas e, tal como já foi referido na secção 1.1., a utilização do aço com estas características tem vindo a aumentar. Tal ocorre pois, o aço carbono de classe 4 possui diversas vantagens desejáveis para um material estrutural.

O principal objetivo desta dissertação será, com o auxílio do programa SAFIR, elaborar um estudo numérico do comportamento ao fogo de vigas-coluna em aço com secção transversal de Classe 4. Seguidamente, efetuar-se-á uma comparação entre os resultados obtidos no *software* com a metodologia presente no Eurocódigo 3, no que se refere especificamente às fórmulas a frio, contidas na Parte 1-1 e às fórmulas para situação de incêndio na Parte 1-2.

1.3. Estrutura da Dissertação

Esta dissertação divide-se em 6 capítulos, sendo que o primeiro trata da descrição, enquadramento, objetivos e organização da dissertação.

No capítulo 2 aborda-se o tema vigas-coluna à temperatura ambiente, onde se apresentam as verificações da segurança e as regras de cálculo, segundo o Eurocódigo 3, a que estes elementos se encontram sujeitos no presente estudo, desde a resistência da secção à determinação da resistência ao esforço axial e momento fletor de um elemento.

O terceiro capítulo é destinado à apresentação das verificações da segurança e das regras de cálculo estrutural segundo o Eurocódigo 3 em situação de incêndio, desde a resistência da secção à determinação da resistência ao esforço axial e momento fletor de um elemento.

O capítulo 4 é dedicado à modelação numérica, onde uma breve descrição do programa de elementos finitos SAFIR é feita. Ainda neste capítulo define-se o modelo numérico utilizado neste trabalho e apresentam-se os casos de estudo.

Já no capítulo 5 apresenta-se o estudo paramétrico elaborado e são expostos os resultados baseados na classe do aço, classe e tipo de secção transversal, no tipo de carregamento e nas diferentes temperaturas. Também é, ainda, elaborada uma avaliação estatística dos resultados obtidos.

Finalmente no sexto capítulo, são tecidas as principais conclusões a retirar da dissertação, assim como os trabalhos que poderão, futuramente, ser desenvolvidos.

Capítulo 2

*Vigas-coluna à
Temperatura Ambiente*

Capítulo 2. Vigas-coluna à Temperatura Ambiente

2.1. Considerações Gerais

2.2. O Conceito de Encurvadura

2.2.1. Encurvadura Local

2.2.2. Encurvadura por Flexão

2.2.3. Encurvadura Lateral

2.3. Vigas-coluna com Secção Transversal Esbelta

2.4. Regras de Cálculo para Vigas-coluna à Temperatura Ambiente

2.4.1. Classificação das Secções Transversais

2.4.2. Resistência da Secção Transversal

2.4.2.1. Compressão

2.4.2.2. Momento Fletor

2.4.2.3. Flexão Composta

2.4.3. Resistência do Elemento

2.4.3.1. Elementos Uniformes Comprimidos

2.4.3.2. Elementos Uniformes em Flexão

2.4.3.3. Elementos Uniformes em Flexão Composta com Compressão

2.5. Verificação da Segurança à Temperatura Ambiente

Capítulo 2. Vigas-coluna à Temperatura Ambiente

2.1. Considerações Gerais

Podem-se designar de vigas-coluna as barras que se encontram solicitadas simultaneamente por esforços axiais de compressão e por momentos fletores (Simões da Silva et al., 2010). Estes são os momentos que se encontram ao longo da barra, os quais se devem a cargas transversais que ocorrem ao longo do vão, ou a momentos aplicados nas extremidades (Virtuoso, 2010), conforme se pode ver na Figura 2.

Se, para além dos momentos aplicados nas extremidades e das cargas transversais ao longo do vão, a barra estiver sujeita ainda a esforços de compressão, então irão surgir novos momentos fletores, denominados momentos de segunda-ordem (ou secundários). O facto da carga aplicada se encontrar excêntrica do eixo da barra na configuração deformada, é o que provoca o desenvolvimento dos tais momentos de segunda-ordem. Aos momentos de primeira e segunda-ordem estão associados deslocamentos. No caso dos momentos de primeira-ordem os seus deslocamentos denominam-se de deslocamentos primários, quanto aos segundos designam-se de deslocamentos secundários (Virtuoso, 2010).

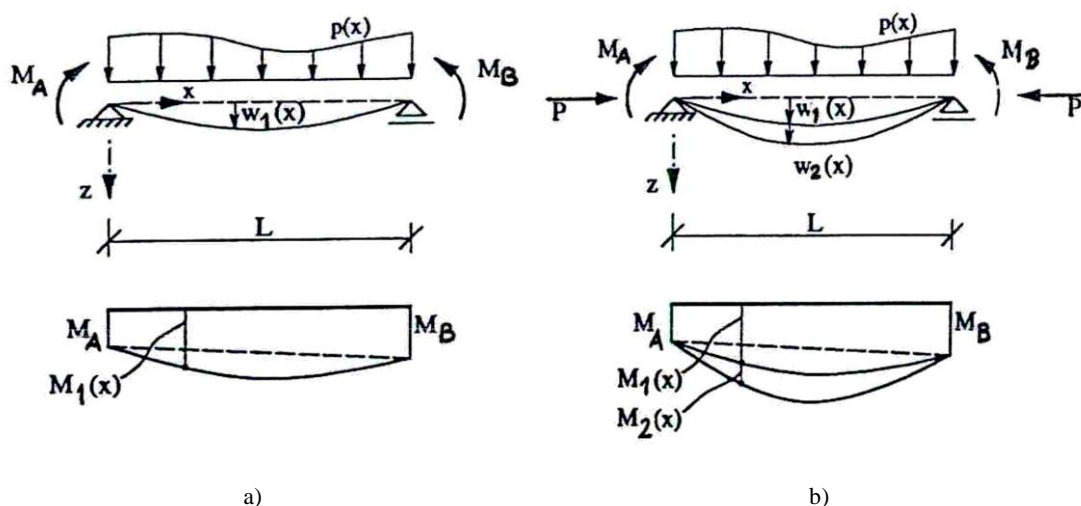


Figura 2 – Esforços e deslocamentos a) primários e b) secundários numa viga-coluna (Virtuoso, 2010).

Na presente dissertação tem-se o objetivo de avaliar o comportamento ao fogo de vigas-coluna de secção transversal esbelta.

2.2. O Conceito de Encurvadura

Uma vez que a presente dissertação é relativa a vigas-coluna de secção transversal esbelta, torna-se extremamente relevante referir os fenómenos que afetam este tipo de seções.

As instabilidades a que estão sujeitos este tipo de elementos são a encurvadura local, encurvadura por flexão e encurvadura lateral, que serão abordados nos pontos seguintes.

2.2.1. Encurvadura Local

A encurvadura local é um fenómeno muitas vezes condicionante nas secções esbeltas, uma vez que este fenómeno afeta a resistência global da estrutura. Quando uma secção transversal esbelta é submetida a compressão, pode encurvar devido ao fenómeno em questão. Este tipo de instabilidade impede a obtenção da tensão de cedência e afeta fortemente a resistência máxima da seção transversal. Consequentemente é ainda afetada a capacidade de carga dos membros (Couto, Vila Real, Lopes, & Zhao, 2014). Sendo assim, torna-se necessário considerar a encurvadura local no dimensionamento e verificação da secção. Para tal, este efeito é considerado através de áreas efetivas dos elementos comprimidos da secção na verificação. Para a determinação dos esforços, segundo o Eurocódigo 3 – Parte 1-5 cláusula 2.2 (5), o efeito da encurvadura local só deverá ser considerado na análise global da estrutura se a área da secção efetiva de um elemento for inferior a 50% da área bruta da secção transversal desse elemento estrutural (Simões da Silva & Gervásio, 2007).

Como as secções transversais de Classe 4 têm uma esbelteza elevada, necessitam, na maior parte dos casos, de reforços transversais ou longitudinais.

De acordo com o Eurocódigo 3, as secções transversais funcionam como um conjunto de placas retangulares ligadas longitudinalmente, constituindo um sistema estrutural tridimensional. Assim, torna-se possível estudar o comportamento de cada parte da seção, considerando as condições de fronteira adequadas, o que permite avaliar a encurvadura local da seção placa a placa (Simões da Silva & Gervásio, 2007).

Para uma melhor compreensão do fenómeno, é apresentada uma situação onde ocorre encurvadura local, nomeadamente numa placa comprimida.

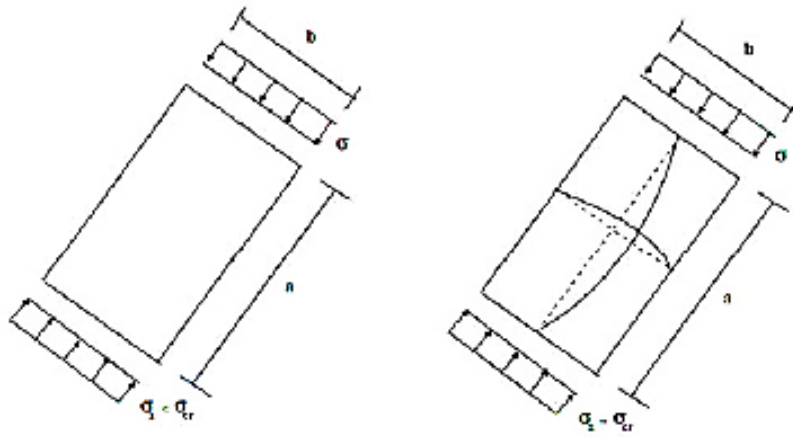


Figura 3 - Encurvadura de placa comprimida axialmente (Vila Real, 2010b).

As placas a que se refere a Figura 3 foram estudadas por Bryan em 1891. Neste estudo, abordou o problema de encurvadura de uma placa retangular, com espessura t , simplesmente apoiada e sujeita a uma tensão de compressão uniforme segundo a maior direção (Simões da Silva & Gervásio, 2007).

Na Figura 3 está representado o momento em que a tensão crítica de encurvadura local, σ_{cr} , é menor ou igual à tensão de compressão atuante, σ_{Ed} .

$$\sigma_{cr} = k_c \frac{E\pi^2}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (1)$$

Em que,

σ_{cr} – Tensão crítica de encurvadura local

k_c – Coeficiente de encurvadura

t – Espessura da placa

b – Comprimento da fibra na direção perpendicular à carga

Onde o coeficiente de encurvadura é dado por:

$$k_c = \left(\frac{m}{\alpha} + \frac{n^2\alpha}{m}\right)^2 \quad (2)$$

Em que,

m – Número de semi-ondas

α – Quociente entre a maior e a menor dimensão da placa em planta

n – Número idêntico na direção transversal

Se a tensão atuante for inferior à tensão crítica da placa, o fenómeno acima mencionado não ocorre. Aquando da igualdade destes valores, a placa fica nesse instante sujeita à encurvadura local.

Em 1932, Von Kármán introduziu o conceito de largura efetiva, Figura 4, como um método para a avaliação da resistência última de uma placa comprimida. Neste estudo, constatou que a maior parte do carregamento é resistido pelas zonas contíguas aos bordos longitudinais da placa. Deste modo, concluiu que a resistência pode ser obtida através do produto da tensão de cedência do aço por uma largura efetiva (Simões da Silva & Gervásio, 2007).

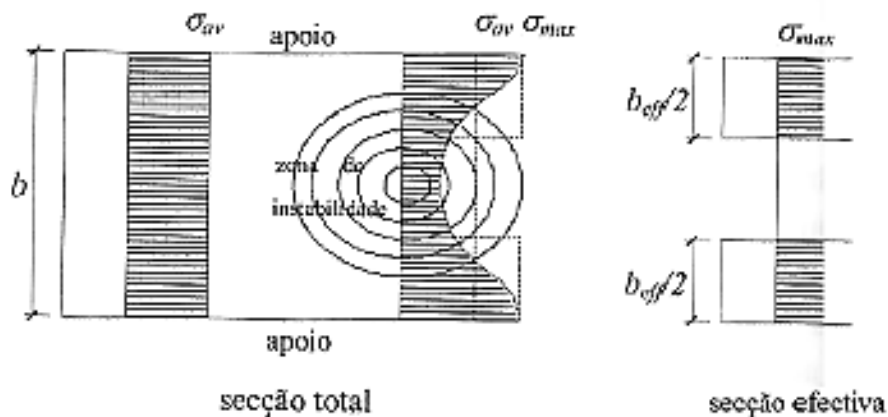


Figura 4 - Conceito de largura efetiva (Simões da Silva & Gervásio, 2007).

O conceito de largura efetiva é adotado no Eurocódigo 3 para ter em conta o fenómeno da encurvadura local das placas através de um fator de redução ρ , onde resulta uma secção reduzida (efetiva) que é posteriormente utilizada na verificação.

2.2.2. Encurvadura por Flexão

Um exemplo de um fenómeno de instabilidade global é a encurvadura por flexão que está associado à compressão de um elemento. Neste existe uma deformação do elemento segundo o eixo longitudinal, sendo que as suas secções transversais sofrem deslocamentos de translação e/ou rotação (Pinto, 2010).

À medida que uma determinada carga se aproxima da carga crítica as deformações laterais começam a aumentar rapidamente, o que leva ao colapso de colunas reais de dois modos diferentes.

Num dos colapsos o elemento deixa de suportar a carga extra, devido à falta de rigidez que provém do aumento das deformações, permanecendo sempre em regime elástico, neste caso considera-se que o elemento colapsa em regime elástico. No segundo caso, havendo um aumento proporcional entre as deformações e os momentos fletores, as tensões de cedência nas fibras extremas serão rapidamente atingidas o que provoca um contínuo aumento das deformações. Pode-se assim afirmar, que o colapso do elemento se dá por plastificação do material (Sousa, 2015).

À temperatura ambiente, o Eurocódigo 3 preconiza um fator de redução χ para ter em conta o fenómeno de encurvadura por flexão. Esse fator pode ser obtido por (CEN, 2005a):

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}}, \text{ mas } \chi \leq 1,0 \quad (3)$$

Em que,

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2] \quad (4)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} \cdot f_y}{N_{cr}}} \quad (5)$$

α – Fator de imperfeição

N_{cr} – Valor crítico do esforço normal associado ao modo de encurvadura elástica relevante.

Associada a cada curva de encurvadura, Tabela 1, encontra-se um fator de redução que pode ser obtido através da Tabela 2.

Tabela 1 - Escolha da curva de encurvadura em função da secção transversal (CEN, 2005a).

| Secção transversal | | Limites | Encurva- dura em relação ao eixo | Curva de encurvadura | |
|---------------------------------|--|--|---|----------------------------------|---------------------|
| | | | | S 235 S 275 S 355 S 420 | S 460 |
| Perfis laminados | | $h/b > 1,2$ | $t_f \leq 40 \text{ mm}$ | y-y z-z | a a ₀ |
| | | | $40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$ | y-y z-z | b a |
| | | $h/b \leq 1,2$ | $t_f \leq 100 \text{ mm}$ | y-y z-z | b a |
| | | | $t_f > 100 \text{ mm}$ | y-y z-z | d c |
| Perfis I soldados | | $t_f \leq 40 \text{ mm}$ | | y-y z-z | b c |
| | | $t_f > 40 \text{ mm}$ | | y-y z-z | c d |
| Secções tubulares | | acabadas a quente | | qualquer | a a ₀ |
| | | enformadas a frio | | qualquer | c c |
| Secções em caixão soldadas | | em geral (excepto como abaixo indicado) | | qualquer | b b |
| | | soldaduras espessas: $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$ | | qualquer | c c |
| Perfis U, T e secções cheias | | | | qualquer | c c |
| Cantoncins | | | | qualquer | b b |

Tabela 2 - Fatores de imperfeição para as curvas de encurvadura (CEN, 2005a).

| Curva de encurvadura | a ₀ | a | b | c | d |
|-----------------------------------|----------------|------|------|------|------|
| Fator de imperfeição (α) | 0,13 | 0,21 | 0,34 | 0,49 | 0,76 |

Diferentes valores do coeficiente de redução, χ , correspondem a diferentes valores de esbelteza normalizada, $\bar{\lambda}$. Na Figura 5 estão indicadas as curvas de encurvadura $\chi - \bar{\lambda}$.

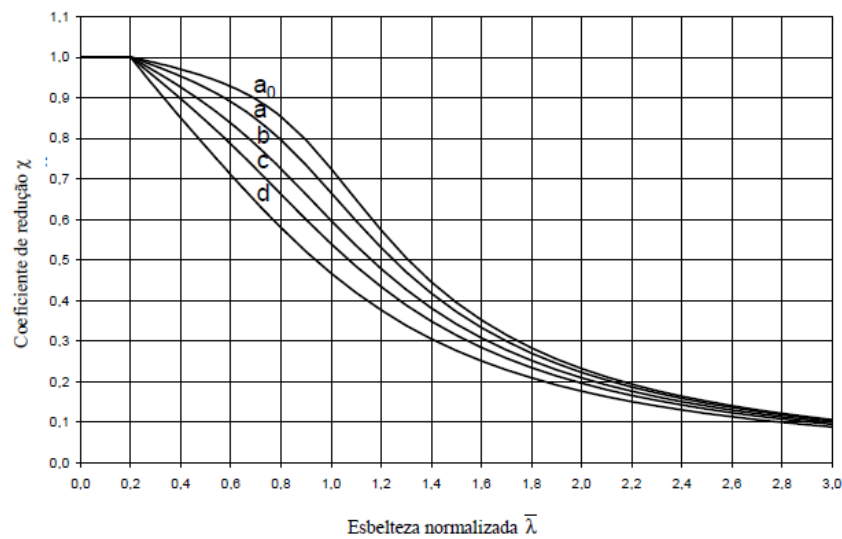


Figura 5 - Curvas de encurvadura (CEN, 2005a).

2.2.3. *Encurvadura Lateral*

O fenómeno de encurvadura lateral só ocorre nos elementos sujeitos à flexão, não restringidos lateralmente (Simões, 2005).

Os elementos com secções transversais esbeltas são elementos com paredes finas, o que leva a que tenham uma baixa rigidez de torção e flexão lateral. Nestas circunstâncias, é necessário que a encurvadura lateral seja contabilizada no dimensionamento da estrutura.

Este fenómeno pode, também, ser denominado de encurvadura lateral-torsional, tal como se pode observar na Figura 6. Um carregamento pontual aplicado na extremidade de uma viga encastrada em consola pode fazer com que esta encurve lateralmente e se submeta à própria torção.

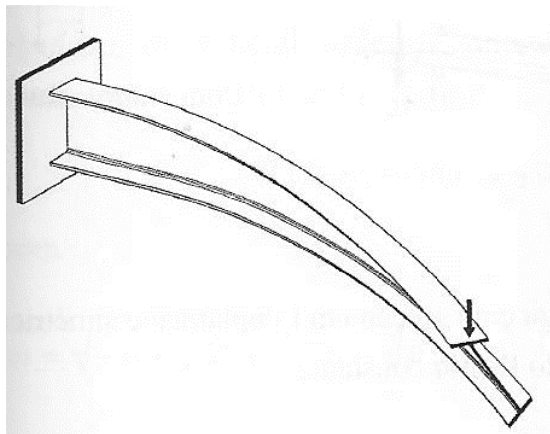


Figura 6 - Encurvadura lateral (Simões, 2005).

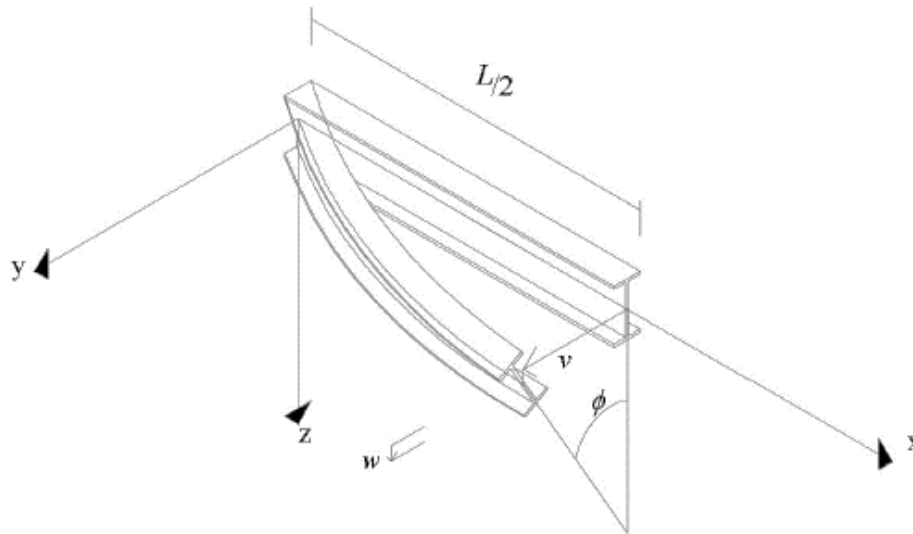


Figura 7 - Configuração da deformada de uma viga em I (Vila Real, 2010a).

Associado a esta instabilidade, tem-se o momento máximo que a viga consegue suportar em condições normais sem encurvar lateralmente denominado de momento crítico, que deverá ser determinado com ferramentas informáticas ou utilizando bibliografia especializada (Reis & Camotim, 2000).

Neste fenómeno existem translações nas secções do elemento em torno dos eixos y e z, assim como a rotação do próprio eixo do elemento, excluindo as secções dos apoios. Numa viga cujo banzo se encontra submetido à compressão, irão resultar instabilidades que ao tentarem ser contrariadas vão fazer com que a secção tenha tendência a rodar. Sendo que não existem apoios na zona inferior da viga, a secção transversal sofrerá translações nos eixos y e z e rotação em torno do eixo do elemento (Simões, 2005).

O Eurocódigo 3 preconiza um fator de redução χ_{LT} para ter em conta o fenómeno de encurvadura lateral. Esse fator pode ser obtido por (CEN, 2005a):

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}}, \text{ mas } \chi_{LT} \leq 1,0 \quad (6)$$

Em que,

$$\Phi_{LT} = 0,5 \cdot \left[1 + \alpha_{LT} \cdot (\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad (7)$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_{eff} \cdot f_y}{M_{cr}}} \quad (8)$$

α_{LT} – Fator de imperfeição

M_{cr} – Momento crítico elástico para a encurvadura lateral, baseado nas propriedades da secção transversal bruta e tem em consideração as condições de carregamento (CEN, 2005a).

Associada a cada curva de encurvadura, Tabela 3, encontra-se um fator de redução que pode ser obtido através da Tabela 4.

Tabela 3 - Curvas de encurvadura lateral recomendadas para diferentes secções transversais (CEN, 2005a).

| Secção transversal | Limites | Curva de encurvadura |
|-----------------------------|--------------|----------------------|
| Secções em I laminadas | $h/b \leq 2$ | a |
| | $h/b > 2$ | b |
| Secções em I soldadas | $h/b \leq 2$ | c |
| | $h/b > 2$ | d |
| Outras secções transversais | - | d |

Tabela 4 - Fatores de imperfeição recomendados para as curvas de encurvadura lateral (CEN, 2005a).

| Curva de encurvadura | a | b | c | d |
|--|------|------|------|------|
| Fator de imperfeição (α_{LT}) | 0,21 | 0,34 | 0,49 | 0,76 |

Para a encurvadura lateral, as curvas de encurvadura $\chi_{LT} - \bar{\lambda}_{LT}$ correspondem às de encurvadura por flexão (exceto a curva a_0), de acordo com a Figura 5

2.3. Vigas-coluna com Secção Transversal Esbelta

O dimensionamento de estruturas com secções transversais esbeltas (Classe 4) é mais complexo comparado com o das secções de Classe 1 a 3, devido ao fenómeno de encurvadura local, referido na secção 2.2.1. Neste caso, substitui-se a secção bruta por uma secção efetiva sendo as propriedades efetivas da secção baseadas nas áreas efetivas das placas comprimidas

e na área bruta das placas tracionadas, Figura 8. Numa seção simétrica, a área efetiva é determinada assumindo que essa está sujeita a tensões que resultam da compressão axial. No caso de seções assimétricas, o afastamento entre o centro de gravidade da área efetiva e o centro de gravidade da secção transversal, provoca um momento extra que se terá de ter em conta na verificação da secção transversal.

O módulo de flexão efetivo é determinado quando a secção transversal se encontra apenas sujeita à flexão. Se a seção estiver submetida à flexão desviada, os módulos de flexão efetivos são determinados em relação aos dois eixos principais (Vila Real, 2015) embora separadamente.

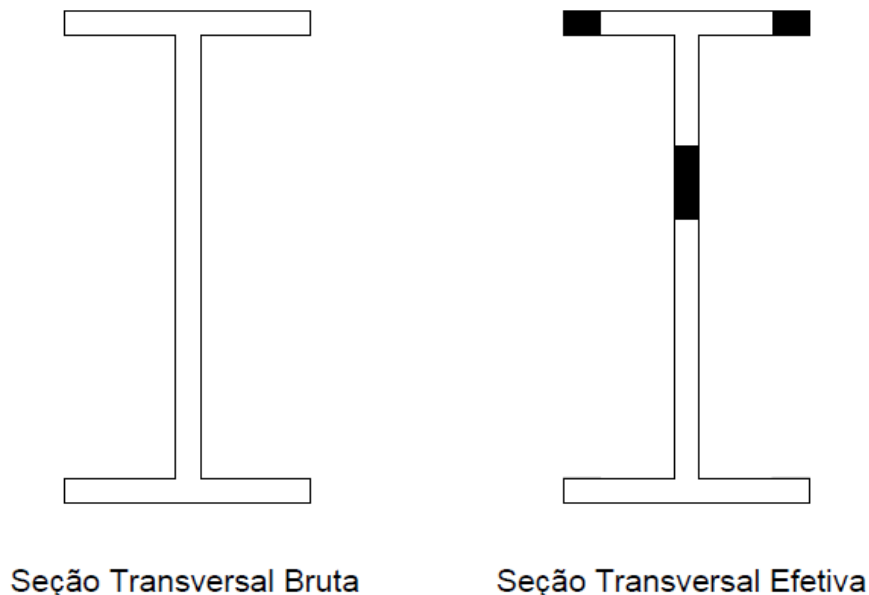


Figura 8 - Secções bruta e efetiva de um perfil em I.

Para a determinação da secção efetiva procede-se aos seguintes passos (Vila Real, 2015):

1. Determinar os valores de ψ nos elementos comprimidos paralelos ao eixo de flexão, tendo como base os valores dos esforços atuantes e propriedades da secção bruta.
2. Ainda nos elementos comprimidos paralelos ao eixo de flexão, determinar os valores e a localização das larguras efetivas:
 - a. Determinar o coeficiente de encurvadura, k_c , através do valor de ψ , recorrendo à Tabela 5 e Tabela 6.
 - b. Determinar a esbelteza normalizada da placa, $\bar{\lambda}_p$:

$$\bar{\lambda}_p = \sqrt{\frac{f_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{b/t}{28,4 \varepsilon \sqrt{k_c}} \quad (9)$$

- c. Determinar o fator de redução, ρ , através dos valores de ψ e $\bar{\lambda}_p$, recorrendo a expressões que vão depender se o elemento é interno ou saliente:

$$\begin{aligned} \bullet \text{ Elementos Internos: } \quad & \rho = 1,0 \quad , \bar{\lambda}_p \leq 0,673 \\ & \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055 \cdot (3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} \quad , \bar{\lambda}_p > 0,673 \end{aligned} \quad (10)$$

$$\begin{aligned} \bullet \text{ Elementos Salientes: } \quad & \rho = 1,0 \quad , \bar{\lambda}_p \leq 0,748 \\ & \rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,188}{\bar{\lambda}_p^2} \quad , \bar{\lambda}_p > 0,748 \end{aligned} \quad (11)$$

- d. Determinar as larguras efetivas, $b_{c,eff}$, e as áreas efetivas, $A_{c,eff}$, dos elementos comprimidos a partir do valor de ρ , recorrendo à Tabela 5 e Tabela 6 que se encontram a seguir.
3. Determinar os valores de ψ nos elementos comprimidos perpendiculares ao eixo de flexão, tendo como base os valores dos esforços atuantes e as propriedades de uma secção fictícia constituída pelas áreas brutas e efetivas dos elementos paralelos ao eixo de flexão (2.).
 4. Determinar os valores e a localização das larguras efetivas dos elementos comprimidos perpendiculares ao eixo de flexão (2.).
 5. Determinar as propriedades efetivas.

Tabela 5 - Elementos comprimidos interiores (CEN, 2012).

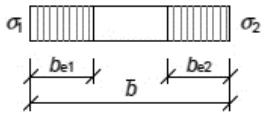
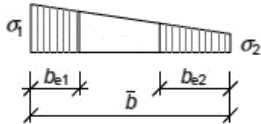
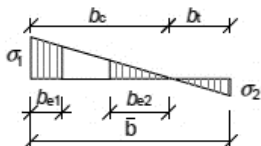
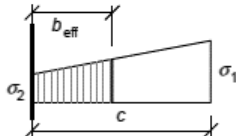
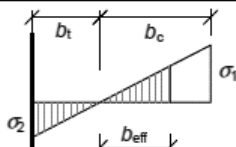
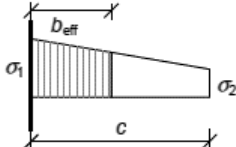

| Distribuição de tensões (compressão positiva) | | | | Largura efetiva ^p b_{eff} | | |
|---|-----|-----------------------|------|--|------|---------------------|
|  | | | | $\psi = 1$: $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = 0,5 b_{eff}$ $b_{e2} = 0,5 b_{eff}$ | | |
|  | | | | $1 > \psi \geq 0$: $b_{eff} = \rho \bar{b}$ $b_{e1} = \frac{2}{5-\psi} b_{eff}$ $b_{e2} = b_{eff} - b_{e1}$ | | |
|  | | | | $\psi < 0$: $b_{eff} = \rho b_c = \rho \bar{b} / (1-\psi)$ $b_{e1} = 0,4 b_{eff}$ $b_{e2} = 0,6 b_{eff}$ | | |
| $\psi = \sigma_2 / \sigma_1$ | 1 | $1 > \psi > 0$ | 0 | $0 > \psi > -1$ | -1 | $-1 > \psi \geq -3$ |
| Coeficiente de encurvadura k_σ | 4,0 | $8,2 / (1,05 + \psi)$ | 7,81 | $7,81 - 6,29\psi + 9,78\psi^2$ | 23,9 | $5,98 (1 - \psi)^2$ |

Tabela 6 - Elementos comprimidos salientes (CEN, 2012).

| Distribuição de tensões (compressão positiva) | | Largura efetiva ^p b_{eff} | | | |
|---|------|---|------|--------------------------------|------|
|  | | $1 > \psi \geq 0$: $b_{\text{eff}} = \rho c$ | | | |
|  | | $\psi < 0$: $b_{\text{eff}} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$ | | | |
| $\psi = \sigma_2 / \sigma_1$ | 1 | 0 | -1 | $1 \geq \psi \geq -3$ | |
| Coeficiente de encurvadura k_σ | 0,43 | 0,57 | 0,85 | $0,57 - 0,21\psi + 0,07\psi^2$ | |
|  | | $1 > \psi \geq 0$: $b_{\text{eff}} = \rho c$ | | | |
|  | | $\psi < 0$: $b_{\text{eff}} = \rho b_c = \rho c / (1 - \psi)$ | | | |
| $\psi = \sigma_2 / \sigma_1$ | 1 | $1 > \psi > 0$ | 0 | $0 > \psi > -1$ | -1 |
| Coeficiente de encurvadura k_σ | 0,43 | $0,578 / (\psi + 0,34)$ | 1,70 | $1,7 - 5\psi + 17,1\psi^2$ | 23,8 |

2.4. Regras de Cálculo para Vigas-coluna à Temperatura Ambiente

Neste capítulo serão abordadas as metodologias de cálculo adotadas para vigas-coluna em aço, com secção transversal de Classe 4.

2.4.1. *Classificação das Secções Transversais*

De acordo com o Eurocódigo 3 (CEN, 2005a), o objetivo de classificar as secções transversais dos elementos é identificar em que medida a sua resistência e a sua capacidade de rotação são limitadas pela ocorrência de encurvadura local. Deste modo são definidas quatro tipos de classes para as secções transversais, as de Classe 1, Classe 2, Classe 3 e Classe 4.

- Classe 1: aquelas em que se pode formar uma rótula plástica, com capacidade de rotação necessária para uma análise plástica, sem redução da sua resistência;
- Classe 2: aquelas que podem atingir o momento resistente plástico, mas cuja capacidade de rotação é limitada pela encurvadura local;
- Classe 3: aquelas em que a tensão na fibra extrema comprimida, calculada com base na distribuição elástica de tensões, pode atingir o valor da tensão de cedência, mas em que a encurvadura local pode impedir que o momento resistente plástico seja atingido;
- Classe 4: aquelas em que ocorre a encurvadura local antes de se atingir a tensão de cedência numa ou em mais partes da secção transversal.

A classificação de uma secção transversal depende da relação entre a largura e a espessura de todas as partes da secção transversal, que devem estar completamente ou parcialmente comprimidos. No caso das secções transversais de Classe 4, que são as tratadas nesta dissertação, adotam-se larguras efetivas para ter em consideração as reduções da resistência que provêm dos efeitos de encurvadura local. Uma vez que os diversos componentes podem ser de classes diferentes, a secção transversal é classificada de acordo com a classe mais elevada, pois será esta a mais desfavorável.

Para a relação entre as dimensões dos elementos comprimidos das Classes 1, 2 e 3, tem-se um limite, Tabela 7 para os elementos internos, alma, e Tabela 8 para os elementos salientes,

banzos. Se algum elemento não conseguir satisfazer os limites da Classe 3, será considerado como sendo de Classe 4.

No caso de a secção transversal ser de Classe 4, procede-se ao cálculo da sua secção efetiva, tal como já foi referido na secção 2.3.

Tabela 7 - Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (CEN, 2005a).


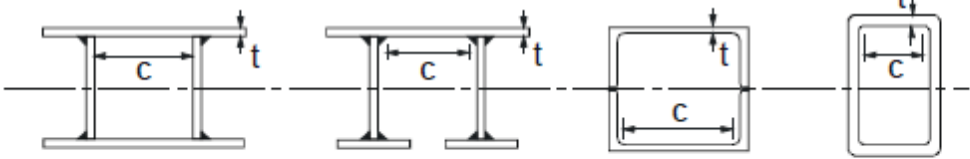
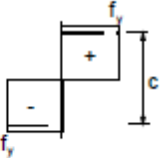
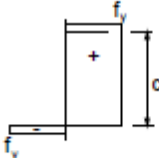
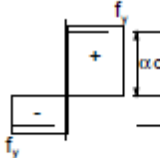
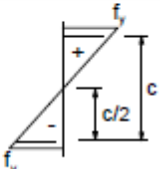
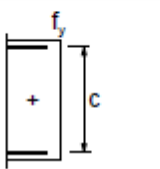
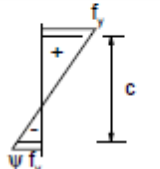
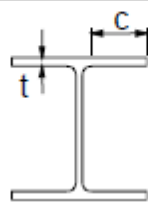
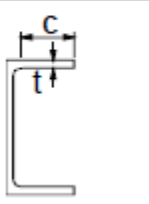
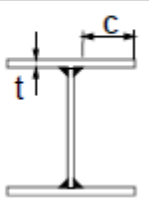
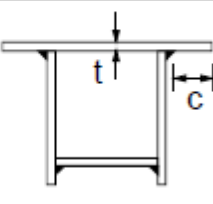
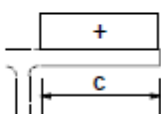
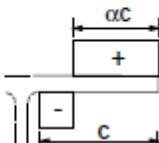
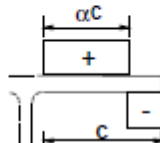
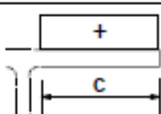
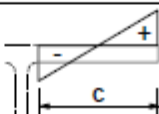
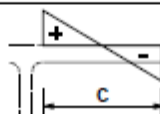
| Componentes internos comprimidos | | | | | | |
|--|---|---|------|---|------|------|
|  | | | | Eixo de flexão | | |
|  | | | | Eixo de flexão | | |
| Classe | Componente solicitado à flexão | Componente solicitado à compressão | | Componente solicitado à flexão e à compressão | | |
| Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva) |  |  | |  | | |
| 1 | $c/t \leq 72\epsilon$ | $c/t \leq 33\epsilon$ | | quando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396 \epsilon}{13 \alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36 \epsilon}{\alpha}$ | | |
| 2 | $c/t \leq 83\epsilon$ | $c/t \leq 38\epsilon$ | | quando $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456 \epsilon}{13 \alpha - 1}$ quando $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5 \epsilon}{\alpha}$ | | |
| Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva) |  |  | |  | | |
| 3 | $c/t \leq 124\epsilon$ | $c/t \leq 42\epsilon$ | | quando $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ quando $\psi \leq -1$: $c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$ | | |
| $\epsilon = \sqrt{235/f_y}$ | f_y | 235 | 275 | 355 | 420 | 460 |
| | ϵ | 1,00 | 0,92 | 0,81 | 0,75 | 0,71 |

Tabela 8 - Limites máximos das relações largura-espessura para componentes comprimidos (CEN, 2005a).

| Banzos em consola | | | | | | |
|---|---|---|------|---|------|---|
|  | |  | |  | |  |
| Secções laminadas | | | | Secções soldadas | | |
| Classe | Componente solicitado à compressão | Componente solicitado à flexão e à compressão | | | | |
| | | Extremidade comprimida | | Extremidade traccionada | | |
| Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva) |  |  | |  | | |
| 1 | $c/t \leq 9\epsilon$ | $c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha}$ | | $c/t \leq \frac{9\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$ | | |
| 2 | $c/t \leq 10\epsilon$ | $c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha}$ | | $c/t \leq \frac{10\epsilon}{\alpha\sqrt{\alpha}}$ | | |
| Distribuição das tensões nos componentes (compressão positiva) |  |  | |  | | |
| 3 | $c/t \leq 14\epsilon$ | $c/t \leq 21\epsilon\sqrt{k_\sigma}$ | | | | |
| Para k_σ ver a EN 1993-1-5 | | | | | | |
| $\epsilon = \sqrt{235/f_y}$ | f_y | 235 | 275 | 355 | 420 | 460 |
| | ϵ | 1,00 | 0,92 | 0,81 | 0,75 | 0,71 |

2.4.2. Resistência da Secção Transversal

Tendo em conta que o elemento estrutural em estudo é a viga-coluna, a secção transversal deve satisfazer as condições necessárias relativas ao esforço axial de compressão e ao momento de fletor.

2.4.2.1. Compressão

O valor de cálculo do esforço de compressão atuante, N_{Ed} , em cada secção transversal deve satisfazer a seguinte condição (CEN, 2005a):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (12)$$

Para tal, calcula-se o valor de cálculo do esforço normal resistente à compressão uniforme, $N_{c,Rd}$, para uma secção transversal de Classe 4, do seguinte modo:

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (13)$$

Onde $\gamma_{M0} = 1$ e a área efetiva é calculada através da metodologia presente na secção 2.3.

2.4.2.2. *Momento Fletor*

O valor de cálculo do momento fletor atuante, M_{Ed} , em cada secção transversal deve satisfazer a seguinte condição (CEN, 2005a):

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (14)$$

Para tal, calcula-se o valor de cálculo do momento fletor resistente, $M_{c,Rd}$, para uma secção transversal de Classe 4, do seguinte modo:

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (15)$$

Em que,

$$\gamma_{M0} = 1$$

$$W_{eff,min} = \min(W_{eff,sup}; W_{eff,inf}) \quad (16)$$

$$W_{eff,sup} = \frac{I_{eff,y}}{v_s} \quad (17)$$

$$W_{eff,inf} = \frac{I_{eff,y}}{v_i} \quad (18)$$

O coeficiente $I_{eff,y}$, representa a inércia efetiva segundo o eixo yy, obtida a partir da secção efetiva do perfil. Os coeficientes v_s e v_i correspondem, respetivamente, às distâncias desde o centro de gravidade da secção transversal até ao banzo superior e inferior.

2.4.2.3. Flexão composta

As secções transversais da Classe 4, e na ausência de esforço transverso, devem satisfazer a seguinte condição (CEN, 2005a):

$$\frac{N_{Ed}}{A_{eff} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} e_{Ny}}{W_{eff,y,min} f_y / \gamma_{M0}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} e_{Nz}}{W_{eff,z,min} f_y / \gamma_{M0}} \leq 1 \quad (19)$$

Em que,

A_{eff} – Corresponde à área efetiva da secção transversal, quando submetida à compressão uniforme.

$W_{eff,min}$ – Corresponde ao módulo efetivo da secção transversal (referente à fibra da secção onde a tensão elástica é mais elevada), quando submetida a um momento fletor em relação ao eixo considerado.

e_N – Afastamento entre os centros de gravidade da área efetiva e da área bruta da secção transversal, quando esta se encontra submetida apenas à compressão.

2.4.3. Resistência do Elemento

Tal como já foi referido, uma viga-coluna está sujeita a esforço axial de compressão e a momento fletor. Assim sendo, é necessário, ao nível do elemento, efetuar a verificação da segurança a três níveis. Quando este está sujeito apenas a esforço axial, a momento fletor e a ambos em simultâneo.

2.4.3.1. Elementos Uniformes Comprimidos

Segundo o Eurocódigo 3 Parte 1-1, um elemento comprimido deve ser verificado em relação à encurvadura através de (CEN, 2005a):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (20)$$

Para tal, calcula-se o valor de cálculo da resistência à encurvadura do elemento comprimido, $N_{b,Rd}$, para uma secção transversal de Classe 4, do seguinte modo:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} \quad (21)$$

Onde χ é o coeficiente de redução para o modo de encurvadura relevante e é calculado através da metodologia apresentada na secção 2.2.2.

2.4.3.2. Elementos Uniformes em Flexão

Se a viga-coluna se encontrar submetida à flexão pura, deve ser verificada quanto à encurvadura lateral através de (CEN, 2005a):

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (22)$$

Para tal, calcula-se o valor de cálculo do momento fletor resistente à encurvadura, $M_{b,Rd}$, para uma secção transversal de Classe 4, do seguinte modo:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_{eff,y} \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (23)$$

Onde χ_{LT} é o coeficiente de redução para a resistência à encurvadura lateral e é calculado através da metodologia apresentada na secção 2.2.3.

2.4.3.3. Elementos Uniformes em Flexão Composta com Compressão

Segundo o Eurocódigo 3 Parte 1-1, se um elemento se encontrar submetido à flexão composta com compressão, este deve satisfazer as seguintes condições (CEN, 2005a):

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (24)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (25)$$

Onde os coeficientes k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} e k_{zz} são calculados de acordo com a metodologia presenta na secção seguinte, 2.5.

2.5. Verificação da Segurança à Temperatura Ambiente

Segundo a Parte 1.1 do Eurocódigo 3, existem dois métodos para avaliar a resistência do elemento à temperatura normal, denominados de “Método 1” e “Método 2”. Estes substituíram as fórmulas de interação presentes na versão ENV anterior do Eurocódigo 3, Parte 1.1, que provou ser demasiado conservativo (Greiner, 2001 & Boissonnade, Jaspart, Muzeau, & Villete, 2002 & Boissonnade et al., 2006).

Para a verificação da resistência dos elementos estruturais recorrem-se às seguintes expressões (CEN, 2005a):

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_y N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (26)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\frac{\chi_z N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1 \quad (27)$$

onde,

χ_z e χ_y – Coeficientes de redução devidos à encurvadura por flexão;

χ_{LT} – Coeficiente de redução devido à encurvadura lateral;

N_{Ed} , $M_{y,Ed}$ e $M_{z,Ed}$ – Valores de cálculo do esforço de compressão e dos momentos máximos no elemento, respetivamente.

Em que, para secções transversais de Classe 4 é necessário ter em conta os efeitos de segunda ordem ($\Delta M_{y,Ed}$ e $\Delta M_{z,Ed}$) devidos ao deslocamento do eixo neutro.

Os fatores de interação k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} e k_{zz} são determinados recorrendo aos dois métodos já referidos. O primeiro está presente no Anexo A, ao passo que o segundo método, “Método 2”, se encontra no Anexo B (CEN, 2005a).

Na presente dissertação optou-se por utilizar o “Método 2” para a determinação dos fatores de interação necessários para os cálculos a efetuar, uma vez que dos dois existentes é o mais simplificado. Sendo assim, serão apresentadas as tabelas referentes ao método escolhido,

Tabela 9 e Tabela 10 presentes no Anexo B da Parte 1-1 do Eurocódigo 3, para as secções transversais de Classe 3 e 4.

Na determinação do C_m , a partir da Tabela 11, nos elementos com encurvadura associada a deslocamentos laterais, esse deverá tornar-se igual a $C_{my} = 0,9$ ou $C_{mz} = 0,9$, respetivamente (CEN, 2005a).


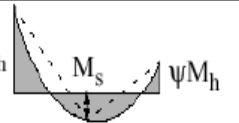

Tabela 9 - Fatores de interação para elementos não suscetíveis à deformação por torção (CEN, 2005a).

| Fatores de interação | Tipo de secções | Propriedades elásticas das secções transversais Classe 3, Classe 4 |
|-----------------------------|--|--|
| k_{yy} | Secções em I Secções tubulares retangulares | $C_{my} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_y \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{my} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ |
| k_{yz} | Secções em I Secções tubulares retangulares | k_{zz} |
| k_{zy} | Secções em I Secções tubulares retangulares | $0,8 k_{yy}$ |
| k_{zz} | Secções em I Secções tubulares retangulares | $C_{mz} \left(1 + 0,6 \bar{\lambda}_z \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ $\leq C_{mz} \left(1 + 0,6 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$ |

Tabela 10 - Fatores de interação para elementos suscetíveis à deformação por torção (CEN, 2005a).

| Fatores de interação | Propriedades elásticas das secções transversais Classe 3, Classe 4 |
|----------------------|---|
| k_{yy} | k_{yy} do Quadro 5 |
| k_{yz} | k_{yz} do Quadro 5 |
| k_{zy} | $\left[1 - \frac{0,05\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}} \right]$ $\geq \left[1 - \frac{0,05}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}} \right]$ |
| k_{zz} | k_{zz} do Quadro 5 |

Tabela 11 - Coeficientes de momento uniforme equivalente C_m dos Quadros 4 e 5 (CEN, 2005a).

| Diagrama de momentos | Domínio de aplicação | | C_{mv} e C_{mz} e C_{mLT} | |
|---|--------------------------|-----------------------|--------------------------------------|-------------------------------------|
| | | | Carga uniforme | Carga concentrada |
|  M ψM | $-1 \leq \psi \leq 1$ | | $0,6 + 0,4\psi \geq 0,4$ | |
|  M_h M_s ψM_h $\alpha_s = M_s/M_h$ | $0 \leq \alpha_s \leq 1$ | $-1 \leq \psi \leq 1$ | $0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$ | $0,2 + 0,8\alpha_s \geq 0,4$ |
| | $-1 \leq \alpha_s < 0$ | $0 \leq \psi \leq 1$ | $0,1 - 0,8\alpha_s \geq 0,4$ | $-0,8\alpha_s \geq 0,4$ |
| | | $-1 \leq \psi < 0$ | $0,1(1-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$ | $0,2(-\psi) - 0,8\alpha_s \geq 0,4$ |
|  M_h M_s ψM_h $\alpha_h = M_h/M_s$ | $0 \leq \alpha_h \leq 1$ | $-1 \leq \psi \leq 1$ | $0,95 + 0,05\alpha_h$ | $0,90 + 0,10\alpha_h$ |
| | $-1 \leq \alpha_h < 0$ | $0 \leq \psi \leq 1$ | $0,95 + 0,05\alpha_h$ | $0,90 + 0,10\alpha_h$ |
| | | $-1 \leq \psi < 0$ | $0,95 + 0,05\alpha_h(1+2\psi)$ | $0,90 + 0,10\alpha_h(1+2\psi)$ |

Capítulo 3

Vigas-coluna em Situação de Incêndio

Capítulo 3. Vigas-coluna em Situação de Incêndio

3.1. Verificação da Segurança em Situação de Incêndio

3.1.1. Propriedades Mecânicas ao Aço Carbono a Temperaturas Elevadas

3.1.2. Cálculo da Resistência ao Fogo

3.2. Regras de Cálculo para Vigas-coluna em Situação de Incêndio

3.2.1. Classificação de Secções Transversais

3.2.2. Resistência da Secção Transversal

3.2.3. Resistência do Elemento

3.2.3.1. Elementos Submetidos à Compressão

3.2.3.2. Elementos Submetidos à Flexão

3.2.3.3. Elementos Submetidos à Flexão Composta com Compressão

3.3. Proposta de Couto *et al.*

3.3.1. Calibração do Fator μ_y para No Plano

3.3.2. Calibração do Fator μ_{LT} para Fora do Plano

Capítulo 3. Vigas-coluna em Situação de Incêndio

3.1. Verificação da Segurança em Situação de Incêndio

Em caso de incêndio, a Parte 1-2 do Eurocódigo 3 (CEN, 2005b) adota o mesmo formato da versão ENV da Parte 1-1, com as modificações necessárias para ter em conta na redução das propriedades mecânicas do aço, nomeadamente a tensão de cedência e o módulo de elasticidade, assim como os fatores de redução adequados para a encurvadura por flexão e lateral-torsional a elevadas temperaturas. Para vigas-colunas em que os apoios laterais impedem o comportamento fora do plano, a viga-coluna falha na direção do plano e neste caso, a curva de interação correspondente que define a força da viga-coluna em situação de incêndio, é o resultado de estudos de Talamona *et al.* (Talamona & Franssen, 1997; Talamona, 1995). Mais tarde, estudos numéricos realizados por Vila Real *et al.* (Vila Real, Lopes, Simões da Silva, Piloto, & Franssen, 2003, 2004), Lopes *et al.* (Lopes, Simões da Silva, Vila Real, & Piloto, 2004) e Knobloch *et al.* (Knobloch, Fontana, & Frangi, 2008) investigaram a segurança e precisão da adoção de métodos atuais à temperatura ambiente para temperatura elevada e concluíram que mais modificações serão necessárias, a fim de usá-los. No entanto, nos estudos referidos, a encurvadura local não foi coberta pois as investigações numéricas foram limitadas ao uso de elementos finitos de viga que não capturaram a instabilidade da placa. Recentemente, Franssen *et al.* (J. Franssen, Zhao, & Gernay, 2014) realizaram um programa experimental em oito vigas-coluna de secção transversal esbelta em situação de incêndio e validaram o modelo numérico usando o *software* SAFIR (J.M. Franssen & SAFIR, 2005; Talamona & Franssen, 2005), que é utilizado neste estudo para elaborar as simulações numéricas.

3.1.1. *Propriedades Mecânicas do Aço Carbono a Temperaturas Elevadas*

Quando sujeito a temperaturas elevadas o aço carbono sofre uma variação das suas propriedades mecânicas. A um aumento da temperatura, corresponde uma redução da tensão de cedência e do módulo de elasticidade (Couto, 2011).

A lei constitutiva do aço a altas temperaturas segundo a Parte 1-2 do Eurocódigo 3 é dada pelas expressões representadas na Tabela 12, no qual para uma dada temperatura θ , tem-se

um limite de proporcionalidade do aço $f_{p,\theta}$, uma tensão de cedência $f_{y,\theta}$ e um módulo tangente $E_{a,\theta}$ (Couto, 2011).

Tabela 12 - Lei constitutiva do aço carbono a elevadas temperaturas (CEN, 2005b).

| Domínio de Extensões | Tensão σ | | Módulo tangente | |
|---|--|---------------------------------|---|---------------------------------|
| $\varepsilon \leq \varepsilon_{p,\theta}$ | $E_{a,\theta}.\varepsilon$ | | $E_{a,\theta}$ | |
| $\varepsilon_{p,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{y,\theta}$ | $f_{y,\theta} - c + \left(\frac{b}{a}\right) \cdot \sqrt{a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)^2}$ | | $\frac{b. (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)}{a.\sqrt{a^2 - (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon)^2}}$ | |
| $\varepsilon_{y,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{t,\theta}$ | $f_{y,\theta}$ | | 0 | |
| $\varepsilon_{t,\theta} < \varepsilon < \varepsilon_{u,\theta}$ | $f_{y,\theta} \cdot [1 - (\varepsilon - \varepsilon_{t,\theta}) / (\varepsilon_{u,\theta} - \varepsilon_{t,\theta})]$ | | - | |
| $\varepsilon = \varepsilon_{p,\theta}$ | 0 | | - | |
| Parâmetros | $\varepsilon_{p,\theta} = f_{p,\theta} / E_{a,\theta}$ | $\varepsilon_{y,\theta} = 0.02$ | $\varepsilon_{t,\theta} = 0.15$ | $\varepsilon_{u,\theta} = 0.20$ |
| Funções | $a^2 = (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}).(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta} + c / E_{a,\theta})$ | | | |
| | $b^2 = c. (\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}). E_{a,\theta} + c^2$ | | | |
| | $c = \frac{(f_{y,\theta} - f_{p,\theta})^2}{(\varepsilon_{y,\theta} - \varepsilon_{p,\theta}). E_{a,\theta} - 2. (f_{y,\theta} - f_{p,\theta})}$ | | | |

Na Figura 9 encontra-se representada a tensão de cedência em função da extensão.

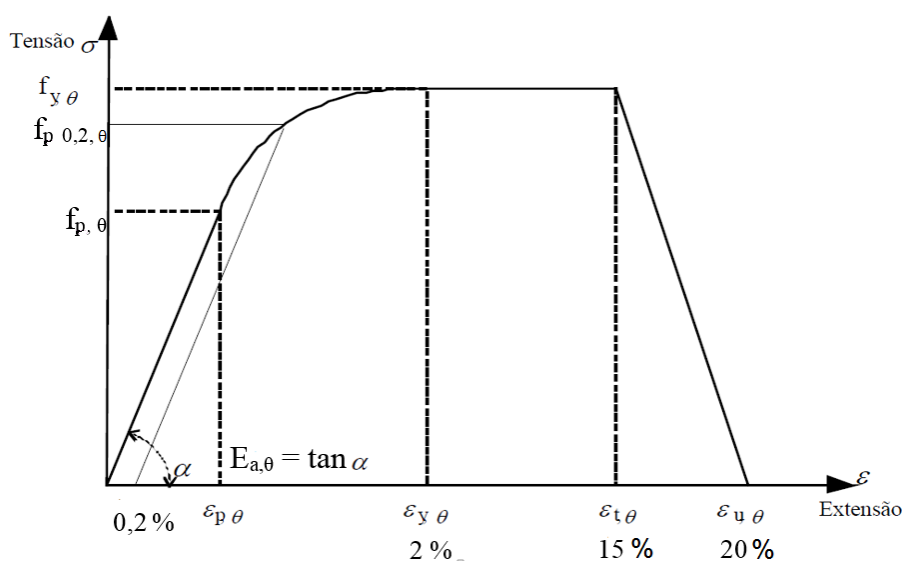


Figura 9 – Relação tensão-extensão do aço carbono a temperaturas elevadas (CEN, 2005b).

Em situação de incêndio, o valor de cálculo das propriedades de resistência e deformação dos materiais do aço carbono $X_{d,\theta}$ resulta do quociente entre a multiplicação do valor característico da propriedade considerada do material X_k (geralmente f_k ou E_k), com o fator de redução da mesma, pelo coeficiente parcial de segurança da propriedade em questão (Couto, 2011). Através da análise da expressão acima descrita, tem-se que:

- o valor de cálculo da tensão de cedência para uma determinada temperatura, é obtida em função da tensão de cedência à temperatura ambiente;
- o módulo de Young para uma determinada temperatura, é obtido em função do módulo de Young à temperatura ambiente;
- o limite de proporcionalidade a uma determinada temperatura é, também, obtido em função da tensão de cedência à temperatura ambiente.

Na Tabela 13 são indicados os fatores de redução para as propriedades mecânicas do aço a temperaturas elevadas.

Tabela 13 - Fatores de redução das propriedades mecânicas do aço carbono a temperaturas elevadas (CEN, 2005b).

| Temperatura do aço, θ_a | $k_{y,\theta} = f_{y,\theta} / f_y$ | $k_{p,\theta} = f_{p,\theta} / f_y$ | $k_{E,\theta} = E_{a,\theta} / E_a$ |
|--|---|---|---|
| 20 °C | 1.000 | 1.000 | 1.000 |
| 100 °C | 1.000 | 1.000 | 1.000 |
| 200 °C | 1.000 | 0.807 | 0.900 |
| 300 °C | 1.000 | 0.613 | 0.800 |
| 400 °C | 1.000 | 0.420 | 0.700 |
| 500 °C | 0.780 | 0.360 | 0.600 |
| 600 °C | 0.470 | 0.180 | 0.310 |
| 700 °C | 0.230 | 0.075 | 0.130 |
| 800 °C | 0.110 | 0.050 | 0.090 |
| 900 °C | 0.060 | 0.0375 | 0.0675 |
| 1000 °C | 0.040 | 0.0250 | 0.0450 |
| 1100 °C | 0.020 | 0.0125 | 0.0225 |
| 1200 °C | 0.000 | 0.0000 | 0.0000 |

Analisando os valores da Tabela 13, pode-se determinar em função da temperatura, a variação da relação tensão-extensão do aço.

Para as secções transversais de Classe 4, segundo o Anexo E da Parte 1-2 do Eurocódigo 3, para elevadas temperaturas o valor de cálculo da tensão de cedência do aço deve ser considerado igual à tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% este valor é dado por $f_{0,2p,\theta}$, na Figura 9. A partir desta tensão é possível determinar a resistência à tração, compressão, flexão ou corte. Os fatores de redução para o limite convencional de proporcionalidade a 0,2% ($k_{0,2p,\theta}$) é dado na Tabela 14 em função da temperatura.

Tabela 14 - Fatores de redução para secções de Classe 4 (CEN, 2005b).

| Temperatura do aço, θ_a | $k_{0,2p,\theta} = f_{0,2p,\theta} / f_y$ | $k_{0,2p,\theta} = f_{0,2p,\theta} / f_{yb}$ |
|--------------------------------|---|--|
| 20 °C | 1.00 | 1.00 |
| 100 °C | 1.00 | 1.00 |
| 200 °C | 0.89 | 0.89 |
| 300 °C | 0.78 | 0.78 |
| 400 °C | 0.65 | 0.65 |
| 500 °C | 0.53 | 0.53 |
| 600 °C | 0.30 | 0.30 |
| 700 °C | 0.13 | 0.13 |
| 800 °C | 0.07 | 0.07 |
| 900 °C | 0.05 | 0.05 |
| 1000 °C | 0.03 | 0.03 |
| 1100 °C | 0.02 | 0.02 |
| 1200 °C | 0.00 | 0.00 |

Para a situação de incêndio, a EN1993-1-2 recomenda, para as secções transversais de Classe 4, um valor limite para a temperatura crítica de 350°C, se nenhum dimensionamento for efetuado. Uma vez que isto é demasiado conservativo, o Anexo E, da norma referida, recomenda a consideração de uma secção transversal reduzida, determinada recorrendo ao método da largura efetiva, utilizando as propriedades do aço carbono à temperatura normal.

Para as secções transversais de Classe 4, é sugerido utilizar, tal como foi mencionado anteriormente, o valor de 0.2% para a tensão de cedência do aço em vez de 2%.

De facto, para temperaturas elevadas, o fator de redução para a encurvadura da placa seria $\rho_\theta = \rho(\bar{\lambda}_{p,\theta})$, onde o valor da esbelteza adimensional é dado por:

$$\bar{\lambda}_{p,\theta} = \frac{\sqrt{f_{y,\theta}}}{\sqrt{\sigma_{cr,\theta}}} = \frac{\sqrt{k_{0,2p,\theta}}}{\sqrt{k_{E,\theta}}} \frac{\sqrt{f_y}}{\sqrt{\sigma_{cr}}} \approx 1,0 \frac{\sqrt{f_y}}{\sqrt{\sigma_{cr}}} = \bar{\lambda}_p \quad (28)$$

Sendo assim, considera-se que a relação $\sqrt{k_{0,2p,\theta}/k_{E,\theta}}$ no aço carbono é aproximadamente igual a 1.0, de acordo com o representado na Figura 10.

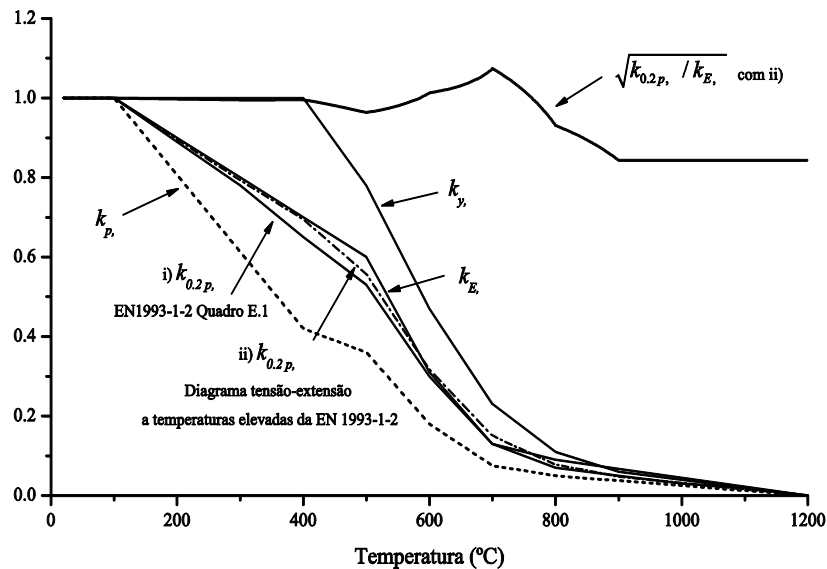


Figura 10 - Fatores de redução para as propriedades mecânicas do aço carbono a elevadas temperaturas de acordo com a EN1993-1-2 (Couto, 2015).

3.1.2. Cálculo da Resistência ao Fogo

O cálculo da resistência de uma secção transversal de Classe 4 em situação de incêndio assemelha-se bastante a uma de Classe 3. Para as últimas, utilizam-se as seguintes expressões (CEN, 2005b):

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{min,fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_y M_{y,fi,Ed}}{W_{el,y} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_z M_{z,fi,Ed}}{W_{el,z} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1 \quad (29)$$

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_{LT} M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,fi} W_{el,y} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_z M_{z,fi,Ed}}{W_{el,z} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1 \quad (30)$$

Que correspondem, segundo o Anexo E (CEN, 2005b) para o cálculo das secções de Classe 4, às seguintes equações:

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{min,fi} A_{eff} k_{0,2p,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_y M_{y,fi,Ed}}{W_{eff,y} k_{0,2p,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_z M_{z,fi,Ed}}{W_{eff,z} k_{0,2p,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1 \quad (31)$$

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} A_{eff} k_{0,2p,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_{LT} M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,fi} W_{eff,y} k_{0,2p,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_z M_{z,fi,Ed}}{W_{eff,z} k_{0,2p,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1 \quad (32)$$

Conforme se pode verificar, substitui-se nas equações (29) e (30) a área pela área efetiva, o módulo de flexão pelo módulo de flexão efetivo calculados com base na metodologia presente na secção 2.2., e a tensão de cedência pela tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2% - $f_{0,2p,\theta}$ - como mostrado na Figura 9.

Os fatores de interação utilizados para o cálculo da resistência a elevadas temperaturas, são definidos de acordo com as equações (33), (35) e (37):

$$k_{LT} = 1 - \frac{\mu_{LT} N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1 \quad (33)$$

Com:

$$\mu_{LT} = 0.15 \bar{\lambda}_{z,\theta} \beta_{M,LT} - 0.15 \leq 0.9 \quad (34)$$

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{fi,Ed}}{\chi_{y,fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{Y_{M,fi}}} \leq 3 \quad (35)$$

Com:

$$\mu_y = (2\beta_{M,y} - 5)\bar{\lambda}_{y,\theta} + 0.44\beta_{M,y} + 0.29 \leq 0.8 \text{ com } \bar{\lambda}_{y,20^\circ\text{C}} \leq 1.1 \quad (36)$$

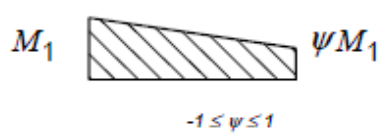
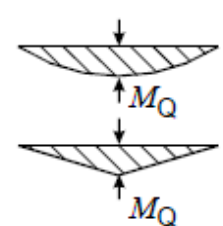
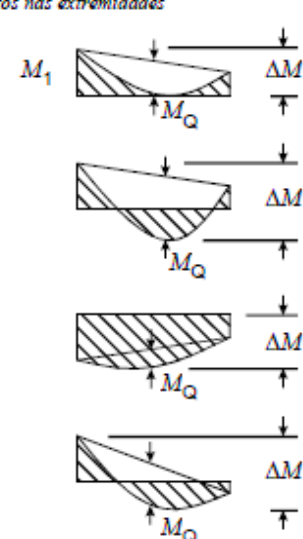
$$k_z = 1 - \frac{\mu_z N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} A k_{y,\theta} \frac{f_y}{Y_{M,fi}}} \leq 3 \quad (37)$$

Com:

$$\mu_z = (1.2\beta_{M,z} - 3)\bar{\lambda}_{z,\theta} + 0.71\beta_{M,z} - 0.29 \leq 0.8 \quad (38)$$

O coeficiente de momento uniforme equivalente, β_M , é avaliado recorrendo aos diagramas na direção do maior eixo, $M_{y,fi,Ed}$. Na Tabela 15 encontram-se as expressões que permitem o cálculo deste coeficiente.

Tabela 15 – Coeficientes de momento uniforme equivalente (CEN, 2005b).

| Diagrama de momentos | Coeficiente de momento uniforme equivalente β_M |
|---|--|
| <p><i>Momentos nas extremidades</i></p>  <p>M_1 ψM_1</p> <p>$-1 \leq \psi \leq 1$</p> | $\beta_{M,\psi} = 1,8 - 0,7 \psi$ |
| <p><i>Momentos devidos a cargas laterais no plano</i></p>  <p>M_Q</p> <p>M_Q</p> | $\beta_{M,Q} = 1,3$ $\beta_{M,Q} = 1,4$ |
| <p><i>Momentos devidos a cargas laterais no plano e a momentos nas extremidades</i></p>  <p>M_1 M_Q ΔM</p> <p>M_Q ΔM</p> <p>M_Q ΔM</p> <p>M_Q ΔM</p> | $\beta_M = \beta_{M,\psi} + \frac{M_Q}{\Delta M} (\beta_{M,Q} - \beta_{M,\psi})$ <p>$M_Q = \max M$ devido unicamente à carga lateral</p> $\Delta M = \begin{cases} \max M & \text{para o diagrama de momentos sem mudança de sinal} \\ \max M + \min M & \text{para o diagrama de momentos com mudança de sinal} \end{cases}$ |

3.2. Regras de Cálculo para Vigas-coluna em Situação de Incêndio

Neste capítulo serão abordadas as metodologias de cálculo adotadas para vigas-coluna em aço, com secção transversal de Classe 4, em situação de incêndio.

3.2.1. Classificação das Secções Transversais

Quando um elemento estrutural se encontra em situação de incêndio, a sua secção transversal é classificada mediante a Parte 1-1 do Eurocódigo 3, ou seja, como à temperatura normal.

No entanto, é necessário calcular o valor reduzido de ε (CEN, 2005b). Este fator varia com a temperatura, isto é, à medida que a temperatura aumenta, vai sofrendo uma redução. Isto significa que a classificação da secção feita à temperatura normal não é segura para temperaturas elevadas. Sendo assim, a Parte 1-2 do Eurocódigo 3 recomenda o uso do fator de redução 0,85 (Sousa, 2015).

$$\varepsilon = 0,85 \left(\frac{235}{f_y} \right)^{0,5} \quad (39)$$

Na equação 36, f_y corresponde à tensão de cedência a 20 °C.

3.2.2. Resistência da Secção Transversal

Em situação de incêndio deve se admitir que a função resistente de um elemento de aço se mantém após um tempo t num determinado incêndio se (CEN, 2005b):

$$E_{fi,d} \leq R_{fi,d,t} \quad (40)$$

Em que,

$E_{fi,d}$ – valor de cálculo dos efeitos das ações em situação de incêndio;

$R_{fi,d,t}$ – valor de cálculo da resistência do elemento de aço, em situação de incêndio, no instante t .

De realçar que $E_{fi,d}$ representa os valores correspondentes a $N_{fi,d}$ e $M_{fi,d}$, separadamente ou em combinação, enquanto $R_{fi,d,t}$ representa $N_{fi,d,t}$ e $M_{fi,d,t}$.

O valor de cálculo da resistência $R_{fi,d,t}$ no instante t , deve ser calculado considerando uma temperatura uniforme na secção transversal. Assim, o valor de cálculo da resistência obtido segundo o Eurocódigo 3 Parte 1-1 à temperatura normal, é modificado para ter em conta as propriedades mecânicas do aço a elevadas temperaturas.

Tal como já foi mencionado em 3.1.1., o valor de cálculo da tensão de cedência do aço deverá ser considerado igual à tensão limite convencional de proporcionalidade a 0,2%.

3.2.3. Resistência do Elemento

Em situação de incêndio, tal como à temperatura normal, é necessário, ao nível do elemento, calcular a resistência do elemento a três níveis. Quando este está sujeito apenas a esforço axial, a momento fletor e a ambos em simultâneo.

3.2.3.1. Elementos Submetidos à Compressão

Segundo o Eurocódigo 3 Parte 1-2, o valor de cálculo da resistência à encurvadura, $N_{b,fi,t,Rd}$, de um elemento comprimido no instante t com uma temperatura uniforme θ_a é determinado por (CEN, 2005b):

$$N_{b,fi,t,Rd} = \chi_{fi} A_{eff} k_{0,2p,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (41)$$

χ_{fi} – Coeficiente de redução para a encurvadura por flexão em situação de incêndio;

$k_{0,2p,\theta}$ – Fator de redução para a tensão de cedência do aço à temperatura θ_a atingida no instante t, para uma secção de Classe 4.

Em que,

$$\chi_{fi} = \frac{1}{\varphi_{\theta} + \sqrt{\varphi_{\theta}^2 - \bar{\lambda}_{\theta}^2}} \quad (42)$$

$$\varphi_{\theta} = \frac{1}{2} \left[1 + \alpha \bar{\lambda}_{\theta} + \bar{\lambda}_{\theta}^2 \right] \quad (43)$$

$$\alpha = 0,65 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (44)$$

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \bar{\lambda} \left[\frac{k_{0,2p,\theta}}{k_{E,\theta}} \right]^{0,5} \quad (45)$$

$k_{E,\theta}$ – Fator de redução para a inclinação da reta que representa, no instante t, o domínio elástico à temperatura do aço θ_a .

Os valores de $k_{0,2p,\theta}$ e $k_{E,\theta}$ são calculados de acordo com as tabelas presentes na secção 3.1.1.

3.2.3.2. Elementos Submetidos à Flexão

Quando o elemento está submetido apenas à flexão, sem travamento lateral, o valor de cálculo do momento resistente à encurvadura lateral, $M_{b,fi,t,Rd}$, no instante t é determinado por (CEN, 2005b):

$$M_{b,fi,t,Rd} = \chi_{LT,fi} W_{eff,y} k_{0,2p,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}} \quad (46)$$

$\chi_{LT,fi}$ – Coeficiente de redução para a encurvadura lateral em situação de incêndio.

$k_{0,2p,\theta}$ – Fator de redução para a tensão de cedência do aço à temperatura máxima no banzo comprimido, $\theta_{a,com}$, atingida no instante t, para uma secção de Classe 4.

Em que,

$$\chi_{LT,fi} = \frac{1}{\phi_{LT,\theta,com} + \sqrt{\phi_{LT,\theta,com}^2 - \bar{\lambda}_{LT,\theta,com}^2}} \quad (47)$$

$$\phi_{LT,\theta,com} = \frac{1}{2} \left[1 + \alpha \bar{\lambda}_{LT,\theta,com} + \bar{\lambda}_{LT,\theta,com}^2 \right] \quad (48)$$

$$\alpha = 0,65 \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad (49)$$

$$\bar{\lambda}_{LT,\theta,com} = \bar{\lambda}_{LT} \left[\frac{k_{0,2p,\theta,com}}{k_{E,\theta,com}} \right]^{0,5} \quad (50)$$

$k_{E,\theta,com}$ – Fator de redução para a inclinação da reta que representa, no instante t, o domínio elástico à temperatura máxima do aço no banzo comprimido $\theta_{a,com}$.

3.2.3.3. Elementos Submetidos à Flexão Composta com Compressão

De acordo com o Eurocódigo 3 Parte 1-2, o valor de cálculo da resistência à encurvadura, $R_{fi,d,t}$, de um elemento submetido à flexão composta com compressão no instante t , deve satisfazer as seguintes condições (CEN, 2005b):

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{min,fi} A_{eff} k_{0,2p,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_y M_{y,fi,Ed}}{W_{eff,y} k_{0,2p,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_z M_{z,fi,Ed}}{W_{eff,z} k_{0,2p,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1 \quad (51)$$

$$\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{Z,fi} A_{eff} k_{0,2p,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_{LT} M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,fi} W_{eff,y} k_{0,2p,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} + \frac{k_z M_{z,fi,Ed}}{W_{eff,z} k_{0,2p,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}} \leq 1 \quad (52)$$

Onde os coeficientes k_y , k_z e k_{LT} são calculados de acordo com a secção 3.1.2.

3.3. Propostas de Couto *et al.*

Neste subcapítulo serão descritas outras propostas para a situação de incêndio, no que diz respeito à correção do fator μ , para o cálculo dos fatores de interação necessários para as equações (31) e (32), presentes na secção 3.1.2.

3.3.1. Calibração do Fator μ_y para No Plano

De maneira a tentar reduzir o número de resultados não seguros no plano, o fator μ_y é calibrado de acordo com a metodologia já existente para a calibração das curvas de interação das vigas-colunas de Classe 1. A equação (53) é usada para obter o valor de μ_y (Couto, Vila Real, Lopes, & Zhao, 2016):

$$\mu_y = \frac{M_{y,fi,Rd} N_{FEM} - \chi_{y,fi} N_{c,fi,Rd} M_{y,fi,Rd} + \chi_{y,fi} N_{c,fi,Rd} M_{FEM}}{N_{FEM} M_{FEM}} \quad (53)$$

$N_{c,fi,Rd}$ e $M_{y,fi,Rd}$ – correspondem à resistência do esforço axial de compressão e ao momento fletor resistente.

N_{FEM} e M_{FEM} – correspondem ao esforço axial e momento fletor últimos da viga-coluna.

Com base na equação (53) e nos resultados obtidos, foi proposta a seguinte alteração na fórmula do cálculo do μ_y , (Couto et al., 2016), da Parte 1-2 do Eurocódigo 3:

$$\mu_{y,proposto} = (2\beta_{M,y} - 5)\bar{\lambda}_{y,\theta} + 0.44\beta_{M,y} + 0.29 \leq 0.2 \text{ com } \bar{\lambda}_{y,20^\circ\text{C}} \leq 1.1 \quad (54)$$

A alteração passa por substituir na equação original o limite de 0.8 por 0.2.

3.3.2. Calibração do Fator μ_{LT} para Fora do Plano

No que diz respeito a fora do plano, de modo a tentar obter uma estrutura mais económica, o fator μ_{LT} é calibrado de acordo, também, com a metodologia já existente para a calibração das curvas de interação das vigas-colunas de Classe 1. Sendo assim, tem-se a equação (55) para obter o valor de μ_{LT} (Couto, Sanzel, Vila Real, Lopes, & Zhao, 2016):

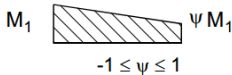
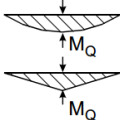
$$\mu_{LT} = \frac{\chi_{LT}M_{y,fi,Rd}N_{FEM} - \chi_{z,fi}N_{c,fi,Rd}M_{FEM} + \chi_{z,fi}\chi_{LT}N_{c,fi,Rd}M_{y,fi,Rd}}{N_{FEM}M_{FEM}} \quad (55)$$

Com base na equação (55) e nos resultados obtidos, foi proposta então a seguinte alteração na fórmula do cálculo do μ_{LT} , (Couto, Sanzel, et al., 2016), da Parte 1-2 do Eurocódigo 3:

$$\mu_{LT,proposto} = 0.45\bar{\lambda}_{z,\theta}\beta_{M,LT} + 0.2 \leq 0.9 \quad (56)$$

Em que,

Tabela 16 - Coeficiente de momento uniforme (Couto, Sanzel, et al., 2016).

| | |
|---|--|
| <p>End moments</p>  <p>M_1 ψM_1 $-1 \leq \psi \leq 1$</p> | $\beta_{M,LT} = \beta_{M,\psi} = 1.8 - 0.9 \psi$ |
| <p>Moments due to in-plane lateral loads</p>  | $\beta_{M,LT} = \beta_{M,Q} = 1.6$ |

Capítulo 4

Modelação Numérica

Capítulo 4. Modelação Numérica

4.1. Considerações Gerais

4.2. Descrição Geral dos Programas

4.2.1. SAFIR

4.2.2. Ruby

4.3. Descrição do Modelo Numérico

4.4. Imperfeições Geométricas

4.5. Tensões Residuais

4.6. Casos de Estudo

Capítulo 4. Modelação Numérica

4.1. Considerações Gerais

A análise estrutural da resistência ao fogo pode ser determinada recorrendo a programas de cálculo com distintos graus de complexidade. Estes variam entre os métodos de cálculo mais simplificados (definidos no Eurocódigo) e os mais complexos, que se baseiam no Método dos Elementos Finitos.

Para a presente análise numérica utilizou-se o *software* SAFIR (Franssen, 2011), que foi desenvolvido na Universidade de Liège situada na Bélgica.

Um outro programa necessário para o estudo numérico foi o Ruby (Couto *et al*, 2013), que se trata de um *software* de interface para a execução da análise de encurvadura de modelos SAFIR. Para o seu funcionamento, o Ruby necessita do auxílio do Cast3M (CEA, 2012).

Neste capítulo serão, ainda, feitas breves descrições dos *softwares* SAFIR e Ruby.

4.2. Descrição Geral dos Programas

4.2.1. SAFIR

O SAFIR é um programa que se baseia no Método dos Elementos Finitos e que é utilizado, fundamentalmente, para a análise de estruturas tanto à temperatura ambiente como a elevadas temperaturas. É visto como a segunda geração de códigos de incêndio estruturais desenvolvidos em Liège (Franssen, 2011).

Sendo um *software* de elementos finitos, tem por base diversos tipos de elementos, métodos de cálculo e comportamentos de materiais, que tem em consideração nas relações tensão-extensão (Franssen, 2011). O método utilizado pelo SAFIR possui como base equações integrais com as respetivas condições de apoio, que consiste na divisão em um número finito de pequenas regiões, do domínio da integração (Gamelas, 2014) e pode ser usado para estudar o comportamento de estruturas uni, bi e tridimensionais. Os elementos incluem os elementos planos, elementos sólidos a 3D, elementos de viga, elementos de casca e elementos de barra (Franssen, 2011). O SAFIR realiza, paralelamente, uma análise geométrica e material não-linear.

Este programa possui dois módulos de cálculo diferentes: um para a análise do comportamento térmico e outro para a análise do comportamento mecânico do elemento. Na análise térmica, a evolução não uniforme da temperatura é calculada para cada tipo de secção na estrutura. No passo seguinte, o módulo de comportamento mecânico do programa lê as temperaturas e determina qual é o comportamento termodinâmico do elemento. No caso de elementos tridimensionais, procede-se a uma análise à torção que antecede a análise mecânica.

Na presente dissertação foram utilizados elementos de casca em todas as vigas, com o objetivo de serem estudados os fenómenos de instabilidade do elemento estrutural, sendo o elemento de casca tratado como elemento finito. Quanto ao critério de convergência do SAFIR, a força foi incrementalmente aumentada até se atingir o colapso que, neste caso, é ajustada pelo próprio SAFIR durante o cálculo. O cálculo termina quando é atingido um determinado limite de convergência para a força, neste caso foi considerado o valor 10^{-6} , ou quando numericamente, para um determinado valor da força, não é possível calcular o problema.

No que diz respeito a elementos estruturais esbeltos, o método mais preciso é o de elementos finitos de casca. O SAFIR utiliza elementos de casca baseado na teoria de flexão de Kirchhoff, para modelar as estruturas de paredes finas. Estes elementos são caracterizados pela sua capacidade de combinar na sua superfície, um estado de resistência à flexão com um estado de resistência à força axial. Um elemento de casca é constituído por quatro pontos de integração na superfície do elemento, tal como se pode observar na Figura 11 e em cada direção a integração é feita pelo Método de Gauss. O número de camadas, com pontos de integração, na espessura, normalmente, varia entre os dois e os nove, sendo esse valor escolhido pelo utilizador. O elemento tem na sua constituição quatro nós com seis graus de liberdade cada: três deslocamentos e três rotações (Lopes, 2009).

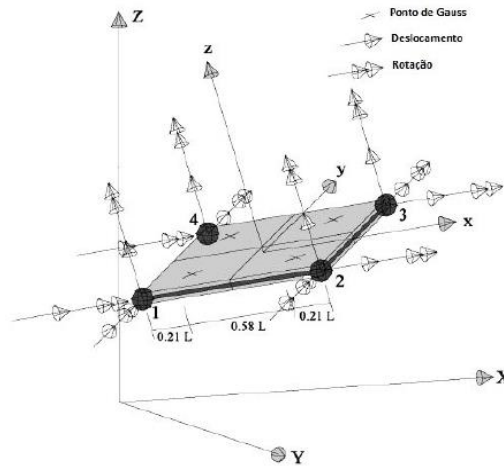


Figura 11 – Elemento finito de casca (Lopes, 2009).

4.2.2. Ruby

O Ruby é um *software* de interface para a execução da análise de encurvadura de modelos SAFIR. Ou seja, cria ficheiros de entrada para o SAFIR, gerando modelos com imperfeições geométricas. Este último ficheiro é que permite a análise do modelo numérico. No entanto, para que o Ruby consiga gerar ficheiros necessita de outro *software*, denominado Caste3M (CEA, 2012).

Para o presente estudo foram definidas as seguintes opções para o Ruby: criar um ficheiro “*input*” (de entrada) SAFIR, com imperfeições baseado nos modos e amplitudes definidos. Ao mesmo tempo, o Ruby cria ainda ficheiros “*output*”, ficheiros onde origina os primeiros modos de encurvadura global e encurvadura local.

4.3. Descrição do Modelo Numérico

No que diz respeito ao modelo numérico, a definição da malha e a sua refinação são dos aspetos mais importantes a ter em conta, uma vez que a precisão dos resultados é proporcional aos elementos da malha. Isto é, para que se dê um aumento da precisão, é necessário um aumento dos elementos da malha.

Tendo em conta que o estudo requer diversas variáveis, secções transversais e vãos, de modo a facilitar o processo da criação da malha, recorreu-se a uma folha de cálculo automática. Após ter sido feita a análise de sensibilidade, utilizou-se uma malha composta por 4017 nós, 3876 elementos finitos de casca e o vão da viga-coluna foi dividido em 100 elementos.

Quanto à secção transversal, a alma foi dividida em 18 elementos, enquanto cada um dos banzos foi dividido em apenas 10.

As restrições foram impostas em ambas as extremidades de modo a reproduzir um apoio duplo, pois este bloqueia os deslocamentos nas direções y e z . A meio vão foi aplicada uma restrição com o fim de bloquear os deslocamentos na direção x . Na Figura 12, a vermelho, é possível observar as restrições impostas no modelo numérico.

Um outro aspeto fundamental a considerar é a aplicação das cargas. Estas permitem produzir no elemento os efeitos desejados. Se forem mal aplicadas podem provocar efeitos, deslocamentos e rotações indesejáveis, ou até mesmo o impedimento das mesmas (Sousa, 2015). As cargas foram aplicadas horizontalmente em ambas as extremidades, paralelas ao eixo da viga-coluna, como se pode ver a azul na Figura 12.

Para se obter a carga de colapso à temperatura normal, aplica-se uma carga crescente desde o momento inicial até a estrutura colapsar, Figura 13. Quanto à obtenção da carga de colapso para temperaturas elevadas, primeiro é necessário proceder ao aumento da temperatura da secção até ao valor em questão e, de seguida, aplicar uma carga crescente até que se verifique o colapso da estrutura, Figura 14 e Figura 15 (Couto, 2015).

No que diz respeito à obtenção da carga de colapso para temperaturas elevadas, verifica-se que apenas após 512 segundos é que a viga-coluna está sujeita à temperatura pretendida, Figura 14, e que existe um tempo de espera de 512 segundos para se proceder à aplicação da força na viga-coluna, Figura 15. Este tempo sucede, para que a viga-coluna não seja imediatamente submetida às condições extremas, temperatura e força máximas. O valor de 512 segundos, foi o retirado do programa para estes casos.

Nas extremidades da viga-coluna, existe uma secção, representada a amarelo na Figura 12, constituída por elementos extras, com o fim de evitar problemas numéricos que poderiam ocorrer nessas zonas caso estes elementos não estivessem presentes.

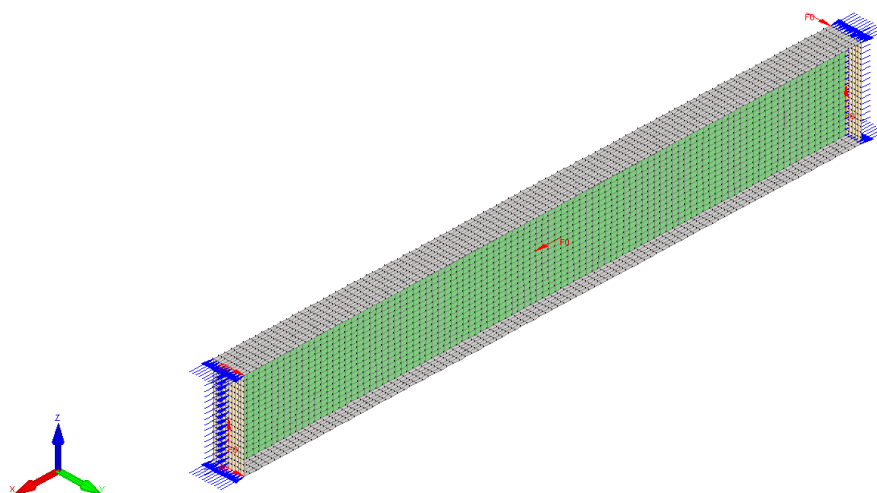


Figura 12 - Modelo numérico adotado para a viga-coluna.

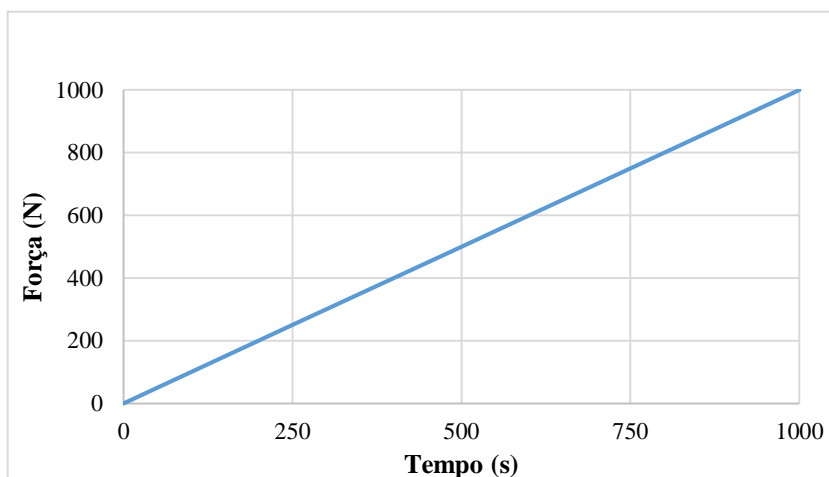


Figura 13 - Exemplo de um gráfico Força - Tempo para temperatura normal.

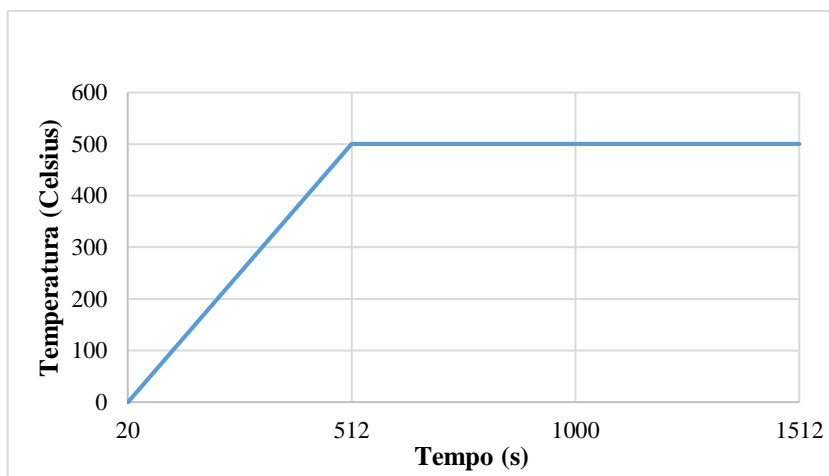


Figura 14 – Exemplo de um gráfico Temperatura - Tempo para a carga de colapso a elevadas temperaturas.

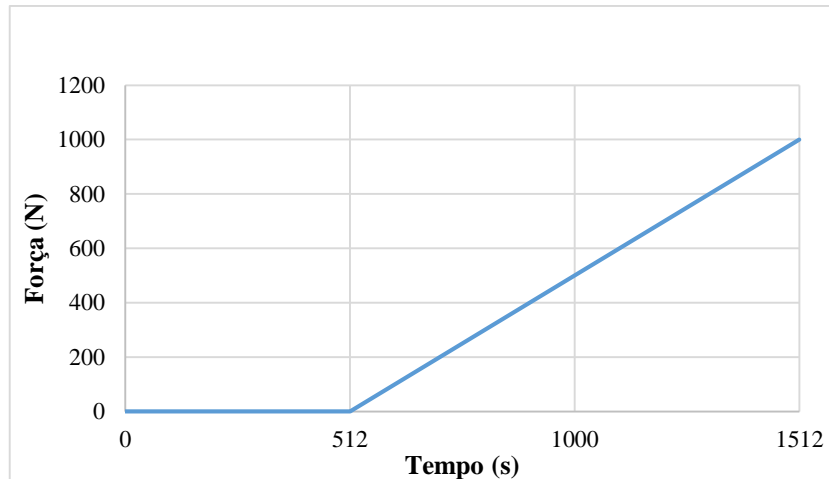


Figura 15 – Exemplo de um gráfico Força - Tempo para a carga de colapso a elevadas temperaturas.

Os modelos foram ensaiados para a temperatura normal, 20°C, e para elevadas temperaturas, 350°C, 450°C, 550°C e 700°C. A distribuição das temperaturas foi uniforme em toda a secção da viga-coluna, para poder facilitar o processo de comparação com as curvas do Eurocódigo

4.4. Imperfeições Geométricas

Através do primeiro modo de encurvadura global da secção calculado no Ruby, retira-se o valor do momento resistente, M_{cr} , do elemento. A amplitude aplicada é definida pelo Anexo C da EN1993-1-5, que indica que quando se utiliza o Método dos Elementos Finitos é necessário aplicar 80% do valor das tolerâncias geométricas (defeitos de fabrico) recomendadas (CEN, 2012). As tolerâncias são definidas segundo o Anexo D da Norma Europeia 1090, considerando estas como tolerâncias essenciais (Gamelas, 2014). Para vigas sujeitas a flexão sem restrições, a tolerância usada toma o valor de $\frac{L}{750}$. Deste modo, a amplitude máxima resultante é a seguinte:

$$\Delta = 0.8 \frac{L}{750} = \frac{L}{937.5} \quad (57)$$

Quanto ao modo de encurvadura local, parte das secções da estrutura são forçadas a rodar. A amplitude, neste caso, é aplicada com a metodologia utilizada para a encurvadura lateral, recorrendo à EN1993-1-5 e à Norma Europeia 1090, com a diferença dos valores definidos das tolerâncias geométricas (defeitos de fabrico) dos banzos e alma para secções soldadas que toma o valor de $\frac{B}{100}$. Deste modo, a amplitude resultante é a seguinte:

$$\Delta = 0.8 \frac{B}{100} \quad (58)$$

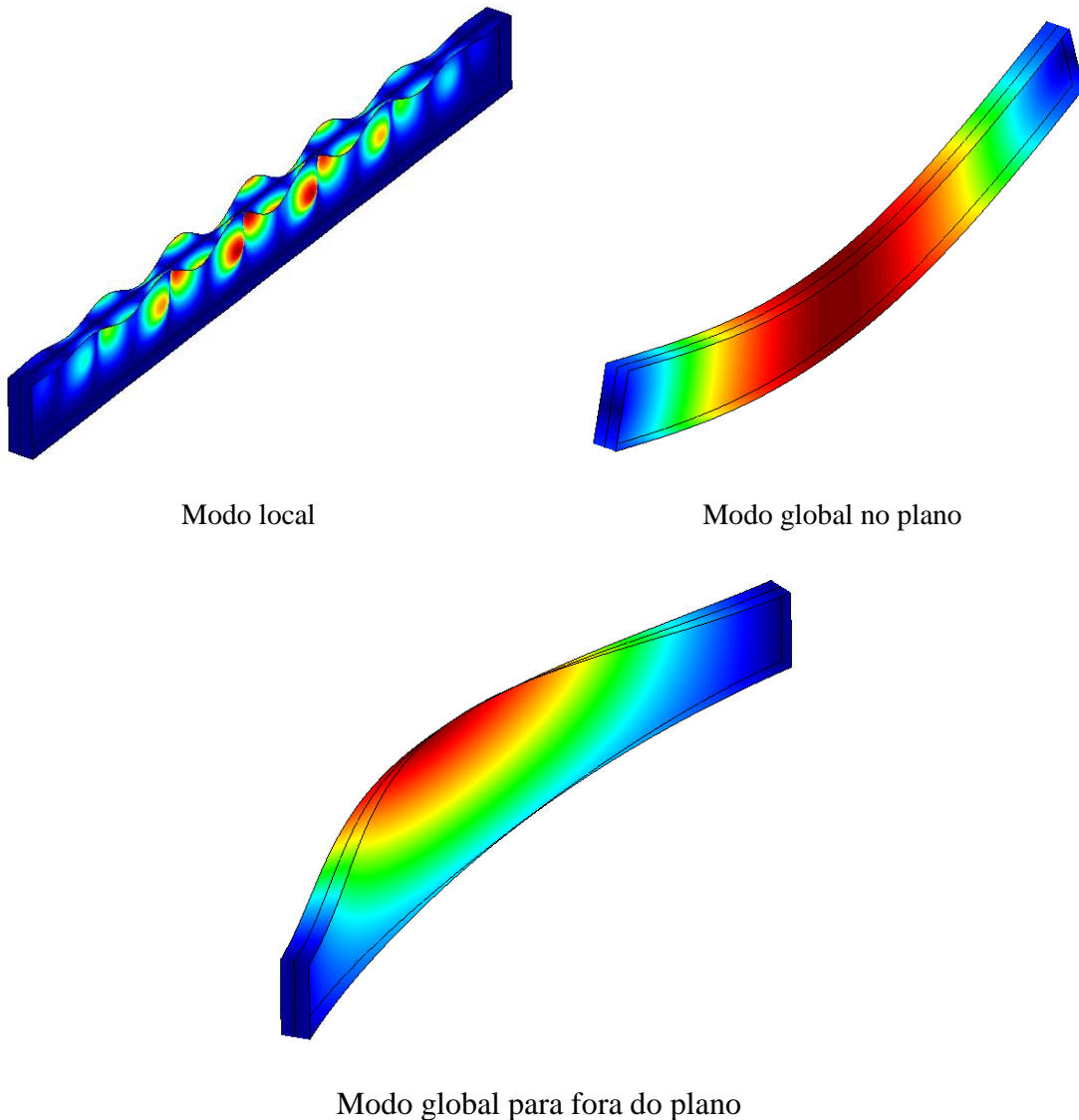


Figura 16 - Modos de encurvadura.

4.5. Tensões Residuais

No que diz respeito às tensões residuais, as adotadas são as típicas do aço carbono em secções soldadas, pois considera-se que estes tipos de secção transversal são na maioria casos obtidos através da soldadura de placas individuais. Como tal, pode-se observar na

Figura 17, que as tensões residuais são consideradas constantes em toda a espessura da alma e dos banzos. Sendo assim, é possível reconhecer as tensões principais de compressão e de tração, sendo estas as introduzidas no modelo numérico.

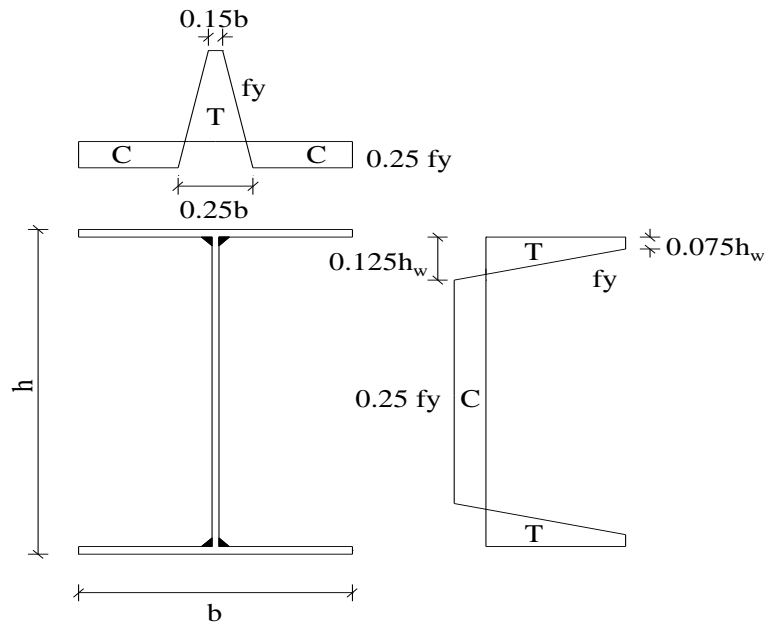


Figura 17 - Tensões residuais nos perfis soldados em I (C - Compressão, T - Tração) (Couto, Vila Real, et al., 2016).

4.6. Casos de Estudo

Nas Tabela 17 e Tabela 18 encontram-se as diferentes secções de Classe 4, temperaturas, comprimentos, classe do aço, distribuições de momentos e a relação entre o esforço axial aplicado e o momento fletor, β , consideradas neste estudo.

De modo a adotar diferentes valores de β , este foi definido através da equação (59):

$$N_{fi,Ed} / M_{y,fi,Ed} = (1 - \beta) / (\beta M_{y,fi,Rd} / N_{fi,Rd}) \quad (59)$$

Através da Figura 18, pode-se observar a variação de valores do parâmetro β , para um elemento submetido apenas a momento fletor ($\beta = 1$) e para um elemento sujeito apenas a esforço axial ($\beta = 0$).

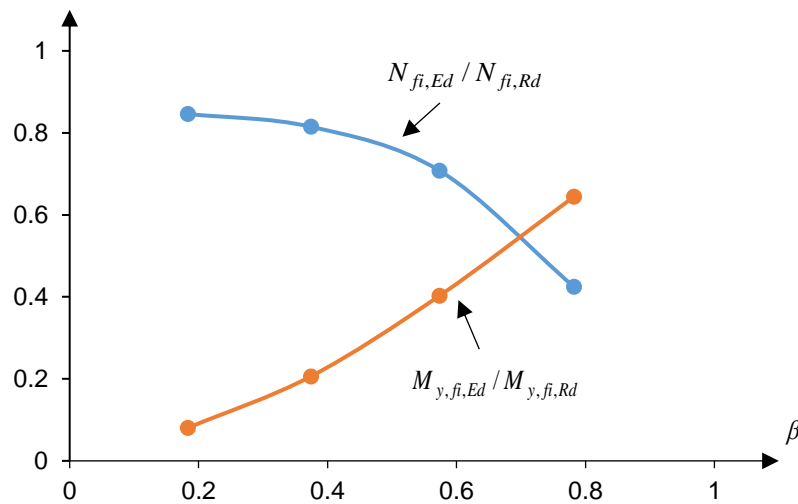


Figura 18 - Variação de β (Couto, Vila Real, et al., 2016).

A temperatura foi considerada constante em toda a secção, para permitir futuras comparações diretas com os métodos simplificados do Eurocódigo 3. No que diz respeito à distribuição de momentos, foram considerados momentos nas extremidades (*end moments*) e cargas distribuídas (*distributed load*).

As secções estudadas, apresentadas nas Tabela 17 e Tabela 18, possuem a seguinte nomenclatura: “Altura da secção ”x” Espessura da alma ”+” Largura da secção ”x” Espessura do banzo”.

Tabela 17 - Casos de estudo considerados (Classe do aço S355) no plano.

| Secção Transversal | L (m) | Distribuição de Momentos | Temperatura (°C) | β |
|---------------------|-----------------------|--------------------------|------------------|---------|
| 1000 x 5 + 300 x 10 | 3.5; 7.0; 10.0 e 14.0 | Cargas distribuídas | | |
| 1000 x 5 + 300 x 12 | 7.0 e 10.0 | | | |
| 1000 x 5 + 300 x 15 | 10.0 e 14.0 | | | |
| 1000 x 7 + 300 x 12 | 6.0; 9.0 e 13.0 | | | |
| 1000 x 8 + 300 x 20 | 3.0; 6.0; 9.0 e 13.0 | | | |

| | | | | |
|---------------------|--------------------------|--------|-----------------------|--|
| 450 x 4 + 150 x 10 | 3.0; 4.5; 6.5 e 10.0 | | 350, 450, 550, 700 | |
| 450 x 4 + 150 x 5 | 3.0; 4.5; 6.5 e 10.0 | | | |
| 450 x 4 + 150 x 7 | 3.0; 4.5; 6.5 e 10.0 | | | |
| 450 x 4 + 250 x 12 | 6.0; 9.0 e 13.0 | | | |
| 450 x 5 + 250 x 16 | 8.0 e 12.0 | | | |
| 1000 x 5 + 300 x 10 | 7.0; 10.0 e 14.0 | Ψ = -1 | | |
| 1000 x 5 + 300 x 12 | 7.0; 10.0 e 14.0 | | | |
| 1000 x 5 + 300 x 15 | 10.0 e 14.0 | | | |
| 1000 x 7 + 300 x 12 | 6.0; 9.0 e 13.0 | | | |
| 1000 x 8 + 300 x 20 | 6.0; 9.0 e 13.0 | | | |
| 450 x 4 + 150 x 10 | 4.5; 6.5 e 10.0 | | | |
| 450 x 4 + 150 x 5 | 3.0; 4.5; 6.5 e 10.0 | | | |
| 450 x 4 + 150 x 7 | 3.0; 4.5; 6.5 e 10.0 | | | |
| 450 x 4 + 250 x 12 | 6.0; 9.0 e 13.0 | | | |
| 450 x 5 + 250 x 16 | 8.0 e 12.0 | | | |
| 1000 x 5 + 300 x 10 | 3.5; 7.0; 10.0 e 14.0 | Ψ = 0 | | |

| | | | | |
|---------------------|-------------------------------|------------|--|-----------------------------------|
| 1000 x 5 + 300 x 12 | 3.5; 7.0 e 10.0 | | | 0; 0.2; 0.4; 0.6; 0.8 e 1.0 |
| 1000 x 5 + 300 x 15 | 7.0; 10.0 e 14.0 | | | |
| 1000 x 7 + 300 x 12 | 3.0; 6.0; 9.0 e 13.0 | | | |
| 1000 x 8 + 300 x 20 | 6.0; 9.0 e 13.0 | | | |
| 450 x 4 + 150 x 10 | 3.0; 4.5; 6.5 e 10.0 | | | |
| 450 x 4 + 150 x 5 | 3.0; 4.5; 6.5 e 10.0 | | | |
| 450 x 4 + 150 x 7 | 3.0; 4.5; 6.5 e 10.0 | | | |
| 450 x 4 + 250 x 12 | 3.0; 6.0; 9.0 e 13.0 | | | |
| 450 x 5 + 250 x 16 | 5.0; 8.0 e 12.0 | | | |
| 1000 x 5 + 300 x 10 | 1.0; 3.5; 7.0; 10.0 e 14.0 | $\Psi = 1$ | | |
| 1000 x 5 + 300 x 12 | 3.5; 7.0 e 10.0 | | | |
| 1000 x 5 + 300 x 15 | 1.0; 3.5; 7.0; 10.0 e 14.0 | | | |
| 1000 x 7 + 300 x 12 | 3.0; 6.0; 9.0 e 13.0 | | | |
| 1000 x 8 + 300 x 20 | 3.0; 6.0; 9.0 e 13.0 | | | |
| 450 x 4 + 150 x 10 | 3.0; 4.5; 6.5 e 10.0 | | | |
| 450 x 4 + 150 x 5 | 3.0; 4.5; 6.5 e 10.0 | | | |

| | | | | |
|--------------------|------------------------------|--|----------------------------|--|
| 450 x 4 + 150 x 7 | 3.0; 4.5; 6.5 e 10.0 | | | |
| 450 x 4 + 250 x 12 | 0.5; 3.0; 6.0; 9.0 e 13.0 | | | |
| 450 x 5 + 250 x 16 | 2.5; 5.0; 8.0 e 12.0 | | | |
| 450 x 4 + 150 x 5 | 0.5; 1.5; 3.0; 4.5 e 6.5 | | 20, 350, 450, 550 e 700 | |
| 450 x 10 + 150 x 5 | 0.5; 1.5; 3.0; 4.5 e 6.5 | | | |

Tabela 18 - Casos de estudo considerados (Classe do aço S355) fora do plano.

| Secção Transversal | L (m) | Distribuição de Momentos | Temperatura (°C) | β |
|---------------------------|-----------------------|--|-------------------------|------------------------------|
| 1000 x 5 + 300 x 10 | 3.5; 7.0; 10.0 e 14.0 | Cargas distribuídas $\Psi = -1$ $\Psi = 0$ $\Psi = 1$ | 350, 450, 550, 700 | 0; 0.2; 0.4; 0.6; 0.8 e 1.00 |
| 1000 x 5 + 300 x 15 | 7.0; 10.0 e 14.0 | | | |
| 1000 x 7 + 300 x 12 | 3.0; 6.0; 9.0 e 13.0 | | | |
| 1000 x 8 + 300 x 20 | 6.0; 9.0 e 13.0 | | | |
| 450 x 4 + 150 x 10 | 3.0; 4.5 e 6.5 | | | |
| 450 x 4 + 150 x 5 | 3.0; 4.5 e 6.5 | | | |
| 450 x 4 + 150 x 7 | 3.0; 4.5 e 6.5 | | | |
| 450 x 4 + 250 x 12 | 6.0; 9.0 e 13.0 | | | |
| 450 x 5 + 250 x 16 | 5.0; 8.0 e 12.0 | | | |

| | | | |
|---------------------|-----------------------------|--|---------------------------|
| 1000 x 5 + 300 x 12 | 3.5; 7.0 e 10.0 | $\Psi = -1$ $\Psi = 0$ $\Psi = 1$ | |
| 1000 x 5 + 300 x 15 | 7.0; 10.0 e 14.0 | | |
| 1000 x 8 + 300 x 20 | 6.0; 9.0 e 13.0 | | |
| 450 x 4 + 250 x 12 | 6.0; 9.0 e 13.0 | | |
| 450 x 5 + 250 x 16 | 5.0; 8.0 e 12.0 | | |
| 1000 x 5 + 300 x 10 | 7.0; 10.0 e 14.0 | Cargas distribuídas $\Psi = 0$ $\Psi = 1$ | |
| 1000 x 5 + 300 x 12 | 7.0; 10.0 e 14.0 | | |
| 1000 x 7 + 300 x 12 | 6.0; 9.0 e 13.0 | | |
| 450 x 4 + 150 x 5 | 0.5; 1.5; 3.0; 4.5 e 6.5 | $\Psi = 1$ | 20, 350, 450, 550, 700 |
| 450 x 10 + 150 x 5 | | | |

Determinadas as secções a estudar, passou-se à obtenção dos resultados numéricos que se encontram no capítulo seguinte.

Capítulo 5

Estudo Paramétrico

Capítulo 5. Estudo Paramétrico

5.1. Considerações Gerais

5.2. Esforço Transverso

5.3. Comportamento No Plano

5.3.1. Segundo o Eurocódigo 3

5.3.1.1. EN1993-1-2

5.3.1.2. EN1993-1-1 + Temperatura

5.3.2. EN1993-1-2 + Calibração do Fator μ_y

5.3.3. Discussão de Resultados

5.4. Comportamento Fora do Plano

5.4.1. Segundo o Eurocódigo 3

5.4.1.1. EN1993-1-2

5.4.1.2. EN1993-1-1 + Temperatura

5.4.2. EN1993-1-2 + Calibração do Fator μ_{LT}

5.4.3. Discussão de Resultados

5.5. Avaliação Estatística

Capítulo 5. Estudo Paramétrico

5.1. Considerações Gerais

Uma vez definido o modelo numérico, procede-se à comparação entre a metodologia presente no Eurocódigo 3, mais concretamente as fórmulas analíticas a frio contidas na Parte 1-1 adaptadas para a situação de incêndio e as fórmulas analíticas para o caso de incêndio da Parte 1-2, e os resultados obtidos pelo SAFIR e pelo Ruby. É ainda efetuada uma comparação entre os resultados obtidos seguindo as metodologias do Eurocódigo 3, com duas propostas de calibração do fator μ , em que a primeira se refere a μ_y , e a segunda a μ_{LT} , ambos utilizados no cálculo em situação de incêndio, mas no plano e fora do plano, respetivamente. As comparações são realizadas através de gráficos, para as diferentes secções com diferentes vãos, onde os valores presentes no eixo das ordenadas é dado por k_{in}/k_{out} e os valores do eixo das abcissas por $\bar{\lambda}_\theta$.

Os valores de k_{in} e k_{out} são obtidos igualando estes coeficientes às equações, à temperatura ambiente adaptadas para situação de incêndio, equações (60) e (61), e em situação de incêndio, equações (62) e (63), presentes no Eurocódigo 3 nas Partes 1-1 e 1-2, respetivamente.

$$\frac{\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{y,fi} N_{fi,Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{\frac{M_{y,fi,Ed} + \Delta M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,fi} \frac{M_{y,fi,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{\frac{M_{z,fi,Ed} + \Delta M_{z,fi,Ed}}{\frac{M_{z,fi,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} = k_{in} \quad (60)$$

$$\frac{\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} N_{fi,Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{\frac{M_{y,fi,Ed} + \Delta M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,fi} \frac{M_{y,fi,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{\frac{M_{z,fi,Ed} + \Delta M_{z,fi,Ed}}{\frac{M_{z,fi,Rk}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} = k_{out} \quad (61)$$

$$\frac{\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{min,fi} A_{eff} k_{0,2p,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}}}{\gamma_{M,fi}} + \frac{\frac{k_y M_{y,fi,Ed}}{W_{eff,y} k_{0,2p,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}}}{\gamma_{M,fi}} + \frac{\frac{k_z M_{z,fi,Ed}}{W_{el,z} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}}}{\gamma_{M,fi}} = k_{in} \quad (62)$$

$$\frac{\frac{N_{fi,Ed}}{\chi_{z,fi} A_{eff} k_{0,2p,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}}}{\gamma_{M,fi}} + \frac{\frac{k_{LT} M_{y,fi,Ed}}{\chi_{LT,fi} W_{eff,y} k_{0,2p,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}}}{\gamma_{M,fi}} + \frac{\frac{k_z M_{z,fi,Ed}}{W_{el,z} k_{y,\theta} \frac{f_y}{\gamma_{M,fi}}}}{\gamma_{M,fi}} = k_{out} \quad (63)$$

No que diz respeito às equações em situação de incêndio, estas são utilizadas separadamente para o comportamento no plano e para o comportamento fora do plano. Ou seja, quando se trata do estudo do comportamento no plano, a equação a utilizar para a análise dos resultados é a equação (62). Já no comportamento para fora do plano, a equação a utilizar é a (63). Quando se está a analisar os resultados obtidos a frio, a separação das fórmulas não acontece, como no caso da situação de incêndio. Isto é, tanto no plano como para fora do plano, é necessário utilizar as duas equações, (60) e (61), para se proceder à análise dos resultados.

Para o cálculo de k_{in}/k_{out} no plano, deve-se ter em atenção à condição seguinte:

$$k_{in,MRd} = \frac{M_{y,Ed}}{M_{\acute{U}LT,no\ plano}} \quad (64)$$

Sendo assim:

$$k_{in\ no\ plano} = máx(k_{in,no\ plano}; k_{out,no\ plano}; k_{in,MRd}) \quad (65)$$

Já para o cálculo de k_{in}/k_{out} fora do plano, a condição é:

$$k_{out,LTB} = \frac{M_{y,Ed}}{M_{\acute{U}LT,fora\ do\ plano}} \quad (66)$$

Sendo assim:

$$k_{out\ fora\ do\ plano} = máx(k_{in,fora\ do\ plano}; k_{out,fora\ do\ plano}; k_{out,LTB}) \quad (67)$$

Quanto ao valor da esbelteza, $\bar{\lambda}_\theta$, de acordo com o Eurocódigo 3 (CEN, 2005a) será definida de acordo com as equações (45) ou (50) para um elemento sujeito apenas a compressão ou a momento fletor respetivamente.

Neste estudo, a esbelteza é obtida seguindo a metodologia presente no Eurocódigo 3, mas utilizando a resistência da secção obtida através do SAFIR e as respetivas cargas críticas calculadas com o Ruby. Para tal, é necessário, para a mesma temperatura, o esforço axial ($N_{c,Rd,SAFIR}$) e o momento máximos ($M_{c,Rd,SAFIR}$) ao qual a secção resiste, assim como a carga crítica de Euler ($N_{cr,Ruby}$) e o momento crítico ($M_{cr,RUBY}$) do elemento. Onde, para um elemento apenas sujeito a compressão:

$$\bar{\lambda}_\theta = \sqrt{\frac{N_{c,Rd,SAFIR}}{N_{cr,Ruby}}} \quad (68)$$

e, para um elemento sujeito apenas a momentos fletores:

$$\bar{\lambda}_\theta = \sqrt{\frac{M_{c,Rd,SAFIR}}{M_{cr,RUBY}}} \quad (69)$$

5.2. Esforço Transverso

Para determinadas secções de vigas-colunas em que o diagrama de momentos não é uniforme, o colapso da estrutura pode-se dar por efeito do esforço transverso. Tal sucede, pois a capacidade de carga é reduzida devido à falha por corte (Couto, Vila Real, et al., 2016).

A análise das secções foi efetuada para os casos em que a viga-coluna estava apenas sujeita a momento fletor ($\beta=1$), pois só na presença de momento é que as vigas-coluna podem colapsar ou não por esforço transverso. Os casos em que este fenómeno ocorreu, Tabela 19 e Tabela 20, não foram considerados, pois não são relevantes para este estudo do comportamento de uma viga-coluna. Foi possível ainda verificar que se o elemento sofresse o colapso para a temperatura mais baixa, 350°C, também iria colapsar para as temperaturas seguintes, 450, 550 e 700°C. A primeira tabela corresponde às secções no plano que colapsaram por esforço transverso, ao passo que a segunda tabela apresenta as secções correspondentes a fora do plano.

As secções representadas na Tabela 19 e Tabela 20 apresentam a seguinte nomenclatura: “Altura da secção ”x” Espessura da alma ”+” Largura da secção ”x” Espessura do banzo”.

Tabela 19 - Secções que colapsaram por esforço transverso no plano.

| Secção | L (m) | Classe do Aço | Temperatura (°C) | ψ |
|---------------------|-----------|---------------|---------------------|--------|
| 1000 x 5 + 300 x 10 | 3.5 | S335 | 350, 450, 550 e 700 | -1 |
| 1000 x 5 + 300 x 12 | 3.5 | | | |
| 1000 x 5 + 300 x 15 | 3.5 e 7.0 | | | |
| 1000 x 7 + 300 x 12 | 3.0 | | | |
| 1000 x 8 + 300 x 20 | 3.0 e 6.0 | | | |
| 450 x 4 + 150 x 10 | 3.0 | | | |
| 450 x 4 + 250 x 12 | 3.0 | | | |
| 450 x 5 + 250 x 16 | 2.5 e 5.0 | | | |

| | | | | |
|---------------------|-----------|------|---------------------|-------------------|
| 1000 x 5 + 300 x 10 | 1.0 | S335 | 350, 450, 550 e 700 | 0 |
| 1000 x 5 + 300 x 15 | 1.0 e 3.5 | | | |
| 1000 x 8 + 300 x 20 | 3.0 | | | |
| 450 x 4 + 250 x 12 | 0.5 | | | |
| 450 x 4 + 250 x 6 | 0.5 | | | |
| 450 x 5 + 250 x 16 | 2.5 | | | |
| 1000 x 5 + 300 x 12 | 3.5 | S355 | 350, 450, 550 e 700 | Carga distribuída |
| 1000 x 5 + 300 x 15 | 3.5 e 7.0 | | | |
| 1000 x 8 + 300 x 20 | 3.0 | | | |
| 450 x 4 + 250 x 12 | 3.0 | | | |
| 450 x 4 + 250 x 16 | 2.5 e 5.0 | | | |

Tabela 20 - Secções que colapsaram por esforço transversal para fora do plano.

| Secção | L (m) | Classe do Aço | Temperatura (°C) | ψ |
|---------------------|--------------|----------------------|-------------------------|--------------------------|
| 1000 x 5 + 300 x 15 | 3.5 | S355 | 350, 450, 550 e 700 | Carga distribuída |
| 1000 x 8 + 300 x 20 | 3.0 | | | |
| 450 x 4 + 250 x 12 | 3.0 | | | |
| 450 x 5 + 250 x 16 | 2.5 | | | |
| 1000 x 5 + 300 x 10 | 3.5 | S355 | 350, 450, 550 e 700 | -1 |
| 1000 x 5 + 300 x 12 | 3.5 | | | |
| 1000 x 7 + 300 x 12 | 3.0 | | | |
| 1000 x 8 + 300 x 20 | 3.0 | | | |
| 450 x 4 + 250 x 16 | 2.5 | | | |

Na Figura 19, pode-se observar a deformada típica de uma viga-coluna quando esta colapsa devido ao fenómeno retratado.

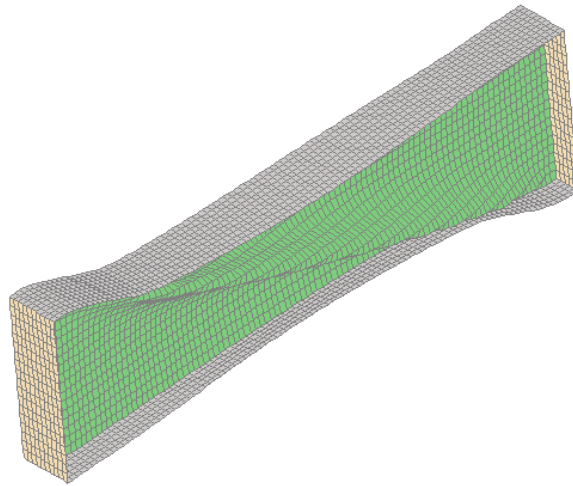
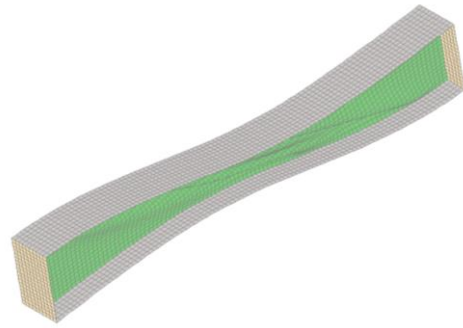
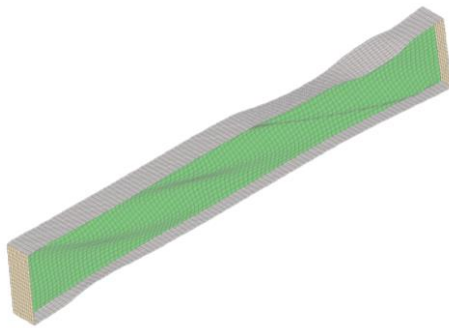


Figura 19 - Típica deformada de esforço transversal, secção 1000 x 5 + 300 x 10 + L = 3,5m + S355 + 350°C + $\psi = -1$.

A deformada por esforço transversal pode, ainda, apresentar outros formatos, tais como se pode observar na Figura 20.

$$450 \times 4 + 150 \times 10 + L=3 + \psi = -1$$

$$450 \times 4 + 250 \times 12 + L=3 + \psi = -1$$



$$450 \times 5 + 250 \times 16 + L=5 + \psi = -1$$

$$1000 \times 5 + 300 \times 15 + L=3,5 + \psi = 0$$

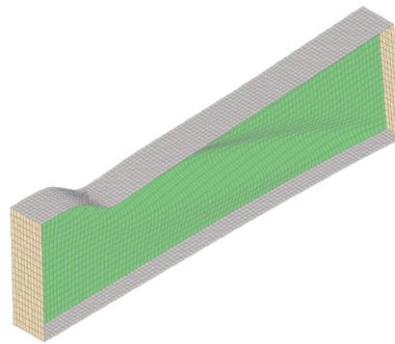
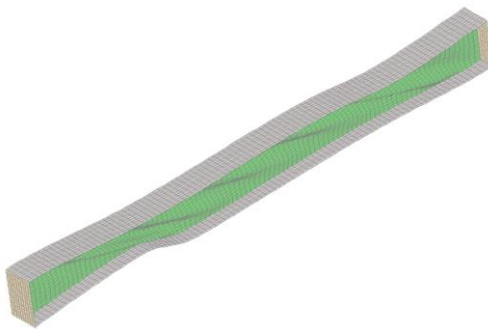


Figura 20 - Exemplos de outras deformadas por esforço transversal.

No entanto é relevante salientar, que nos casos em que a tensão de corte não provoca o colapso da estrutura, dá-se um aumento da resistência. Esse aumento da resistência permite que a viga-coluna consiga suportar mais carga, do que nos casos em que o elemento se encontra sujeito a um diagrama de momentos uniforme (Couto, Vila Real, et al., 2016).

5.3. Comportamento No Plano

O comportamento no plano de vigas-coluna é investigado numericamente ao considerar o modelo descrito na secção 4.3., mas restringindo os deslocamentos laterais (fora do plano) ao impor as restrições adicionais nos banzos (Couto, 2015), tal como se pode observar na Figura 21.

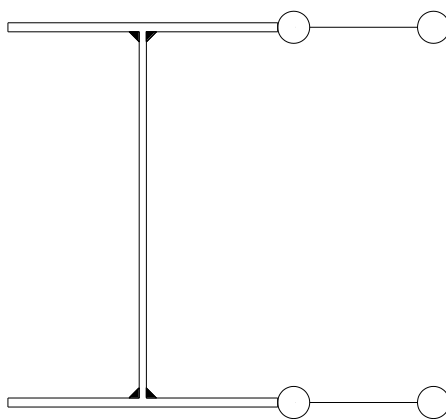


Figura 21 - Restrições laterais adicionadas ao modelo para prevenir os deslocamentos para fora do plano (Couto, 2015).

Ao longo deste estudo, os valores necessários para a análise das vigas-coluna foram todos obtidos de forma numérica, recorrendo ao SAFIR. Desta forma, evita-se o erro associado à determinação da resistência da secção transversal de Classe 4 (Couto, 2015).

Neste subcapítulo serão apresentados os resultados numéricos da resistência de vigas-coluna em aço lateralmente restringidas, representados graficamente, obtidos através dos programas SAFIR e Ruby para a situação de incêndio e à temperatura ambiente das vigas-coluna consideradas nos diferentes casos.

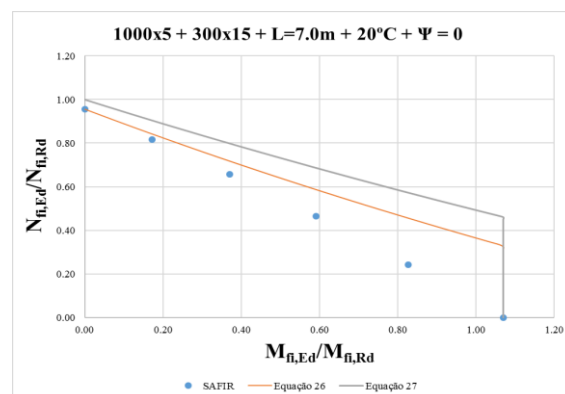
Numa primeira parte tem-se os resultados de vigas-coluna com diferentes secções onde variam as temperaturas, os tipos de carregamento ou os comprimentos do vão, submetidas a esforço axial e a diferentes distribuições de momentos flettores. Foram considerados os

resultados obtidos segundo o Eurocódigo 3, equações (26), (27) e (31), e os resultados obtidos diretamente do SAFIR. Quando se tratam dos gráficos que apresentam a comparação entre as curvas de interação em situação de incêndio e à temperatura ambiente, com os resultados obtidos do SAFIR, é possível visualizar nos gráficos seguintes, a curva da equação (27) não está presente. Isto deve-se ao facto de se ter optado por representar apenas a curva das fórmulas à temperatura ambiente que mais se aproximava aos resultados do SAFIR. Neste caso, para o comportamento no plano, a equação que mais se assemelha aos resultados obtidos e até mesmo à própria equação para a situação de incêndio é a equação (26).

Na segunda parte é efetuada uma comparação entre os resultados numéricos obtidos com as curvas de interação dadas pelas equações (26), (27) e (31) modificadas para o estudo em questão.

Na Figura 22 encontram-se os resultados para uma viga-coluna de secção transversal I1000x5 + 300x15 com um vão de 7.0m submetida a uma temperatura de 20°C e a diferentes distribuições de momentos. O gráfico correspondente à distribuição de momentos bi-triangular ($\psi = -1$) não se encontra na figura, pois para esta secção com essa distribuição de momentos fletores, ocorre o colapso da mesma por esforço transversal, tal como se pode visualizar na secção 5.2. Foram considerados os resultados obtidos segundo o Eurocódigo 3, equações (26) e (27), e os resultados obtidos diretamente do SAFIR.

É possível averiguar que quando a viga-coluna se encontra sujeita a diferentes distribuições de momentos, que as curvas de interação adquirem um comportamento semelhante, excetuando as vigas-coluna sujeitas a uma distribuição de momentos variável. Nesta situação verifica-se que a curva que melhor se adapta aos resultados é a pertencente à equação (27), ao contrário dos restantes casos.



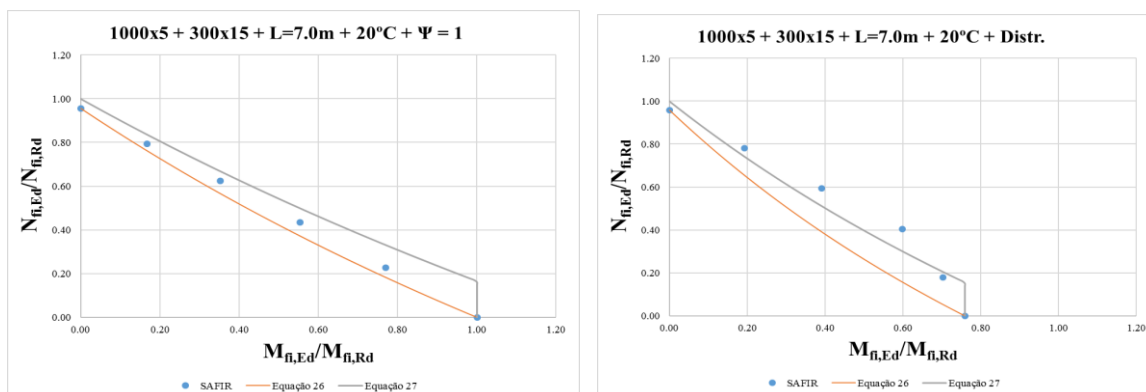
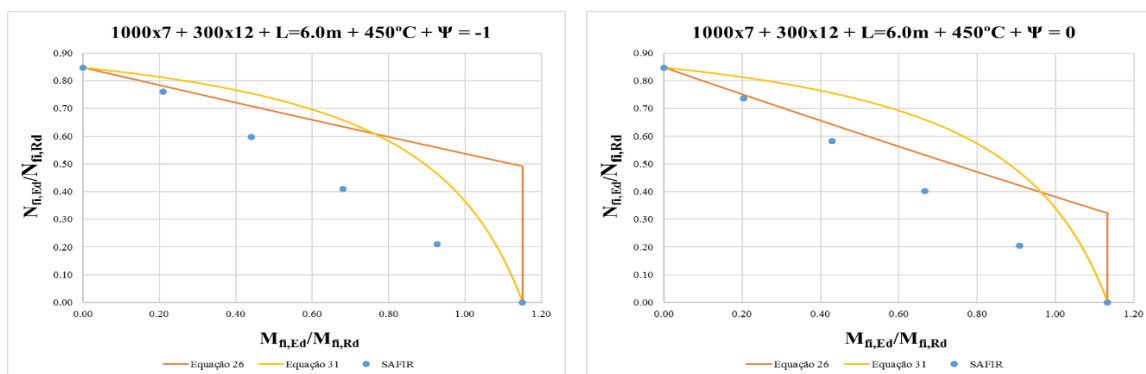


Figura 22 - Curvas de interação de uma viga-coluna de 7.0m de vão e secção transversal 1000x5 + 300x15 a 20°C para diferentes tipos de carregamento.

Na Figura 23 encontram-se os resultados para uma viga-coluna de secção transversal I1000x7 + 300x12 com um vão de 6.0m, submetida a uma temperatura de 450°C e a diferentes distribuições de momentos.

É possível averiguar que quando a viga-coluna se encontra sujeita a esforço axial e a momento fletor uniforme, as curvas de interação são adequadas, o que leva a uma boa correlação entre os resultados numéricos e a metodologia do Eurocódigo 3. No entanto, como seria de esperar a curva de interação da equação (31), situação de incêndio, é mais adequada do que a curva pertencente à equação (26), temperatura ambiente. No que diz respeito às outras distribuições de momentos, pode-se admitir que as curvas de interação não são as mais adequadas, pois mostram resultados pouco seguros, principalmente para $\psi = -1$ e $\psi = 0$.

É de notar que para $\psi = -1$ e $\psi = 0$ até ao ponto em que $M_{fi,Ed}/M_{fi,Rd}$ corresponde aproximadamente a 0.76 e 0.97, respetivamente, a curva de interação que se aproxima mais dos resultados do SAFIR é a da equação (26).



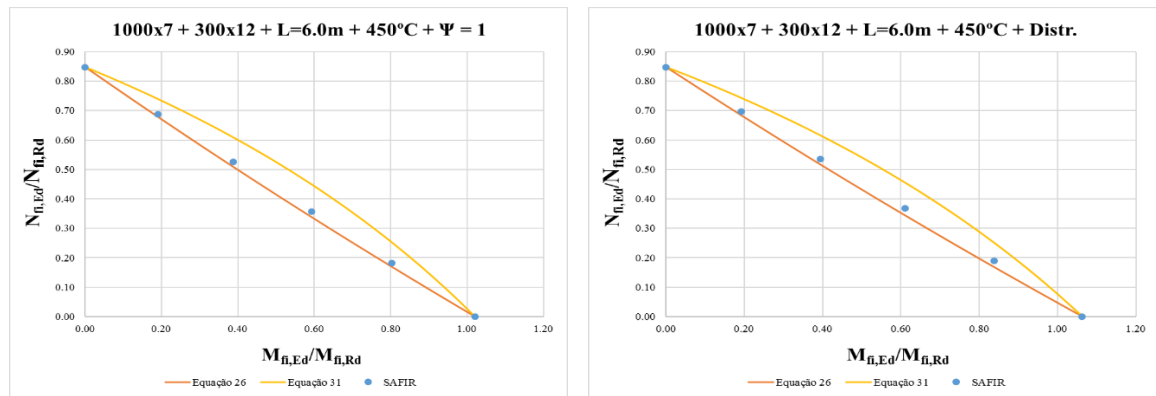
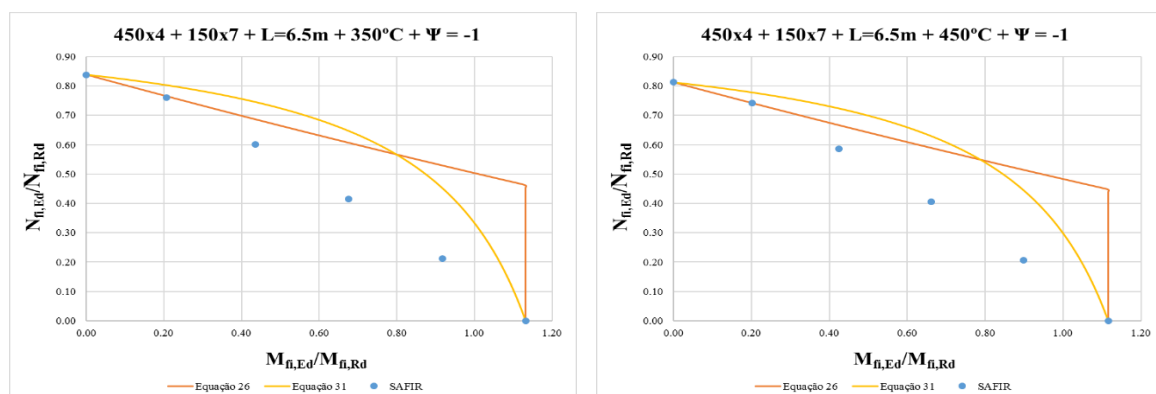


Figura 23 - Curvas de interação de uma viga-coluna de 6.0m de vão e secção transversal 1000x7 + 300x12 a 450°C para diferentes tipos de carregamento.

Na Figura 24 encontram-se os resultados para uma viga-coluna de secção transversal I450x4 + 150x7 com um vão de 6.5m, submetida a uma distribuição de momentos bi-triangular ($\psi = -1$) e a diferentes temperaturas.

É possível averiguar que quando a viga-coluna se encontra sujeita a esforço axial e a uma distribuição de momentos bi-triangular, apesar do elemento se encontrar submetido a diferentes temperaturas, o comportamento das curvas de interação é praticamente semelhante. Isto é, verifica-se que nestas situações a variação da temperatura não afeta os resultados.

No entanto, verifica-se que para esta distribuição de momentos, $\psi = -1$, até ao ponto em que $M_{fi,Ed}/M_{fi,Rd}$ corresponde aproximadamente a 0.72, a curva de interação que se aproxima mais dos resultados do SAFIR é a da equação (26).



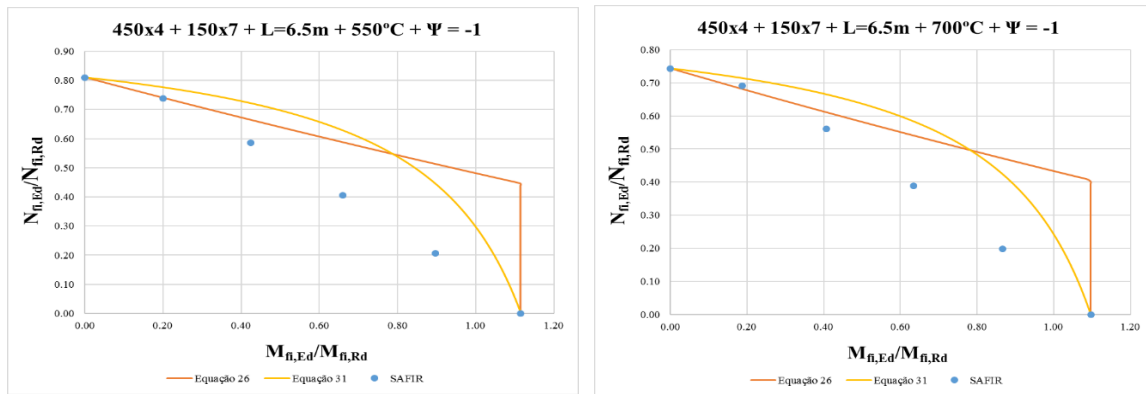
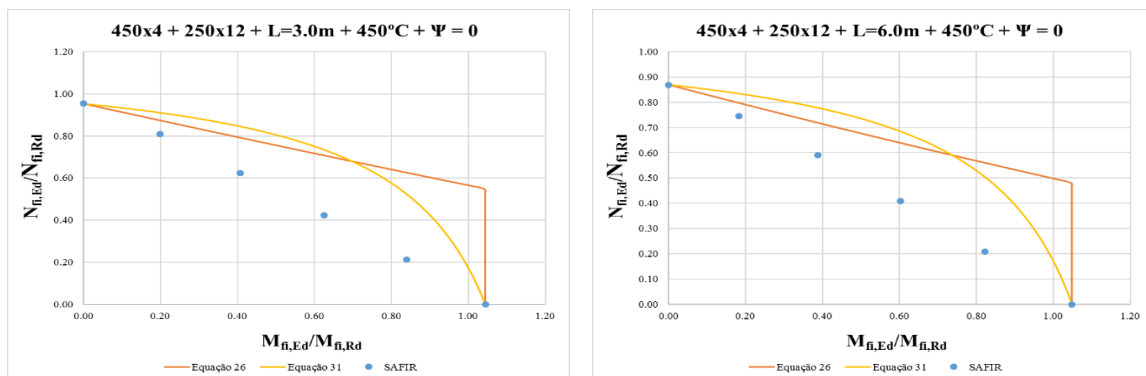


Figura 24 - Curvas de interação de uma viga-coluna de 6.5m de vão e secção transversal 450x4 + 150x7 + $\Psi = -1$ para diferentes temperaturas.

Na Figura 25 encontram-se os resultados para uma viga-coluna de secção transversal I450x4 + 250x12, submetida a uma temperatura de 450°C, a uma distribuição de momentos triangular ($\Psi = 0$) e a diferentes comprimentos do vão.

Observa-se que quando a viga-coluna se encontra sujeita a esforço axial e a uma distribuição de momentos triangular, as curvas de interação são mais adequadas para um vão de 8.0m, valor médio para o comprimento de vão, isto é, o vão não é nem muito curto nem muito longo. Quanto mais pequeno o comprimento do vão, mais afastada se encontra a curva de interação correspondente à fórmula em situação de incêndio, equação (31). Quando se chega ao ponto em que o vão começa a ser longo, esta curva já se começa a encontrar abaixo dos resultados obtidos pelo SAFIR. Já a curva de interação da equação (26), fórmula a frio, mantém um comportamento semelhante apesar das variações do vão.

Verifica-se que desde o momento $M_{fi,Ed}/M_{fi,Rd} = 0$ até um determinado ponto, a curva de interação que se aproxima mais dos resultados do SAFIR é a da equação (26). Esta situação só não ocorre para grandes vãos, 12.0m neste caso.



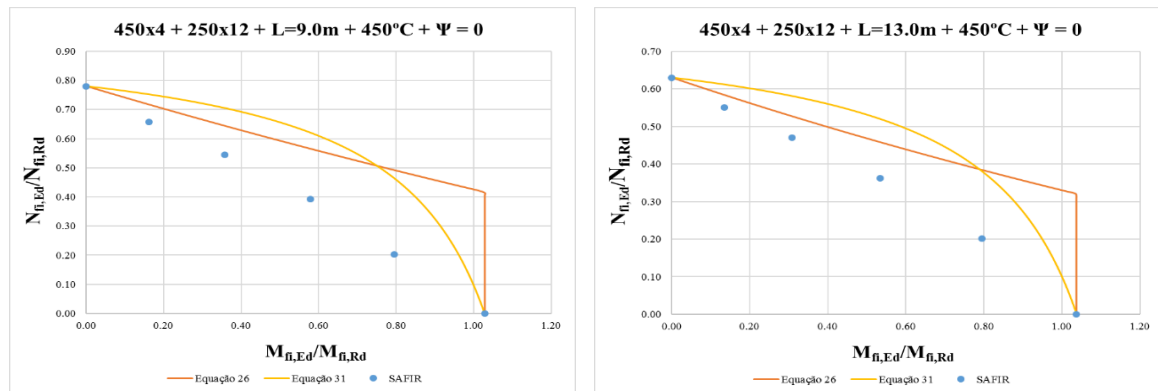


Figura 25 - Curvas de interação de uma viga-coluna a 450°C e secção transversal 450x4 + 250x12 + $\psi = 0$ para diferentes comprimentos de vão.

Na Figura 26 encontram-se os resultados para vigas-coluna de secções transversais diferentes, submetidas a uma temperatura de 450°C, a uma distribuição de momentos uniforme e com valores de esbelteza aproximadamente iguais a 1.

É possível apurar que para esta situação as curvas de interação são adequadas e levam a uma boa correlação entre a metodologia do Eurocódigo 3 e os resultados numéricos. De notar que para as secções I450x4 + 150x7 e I450x4 + 250x12, ambas as curvas de interação em questão correspondem praticamente aos resultados numéricos obtidos pelo SAFIR

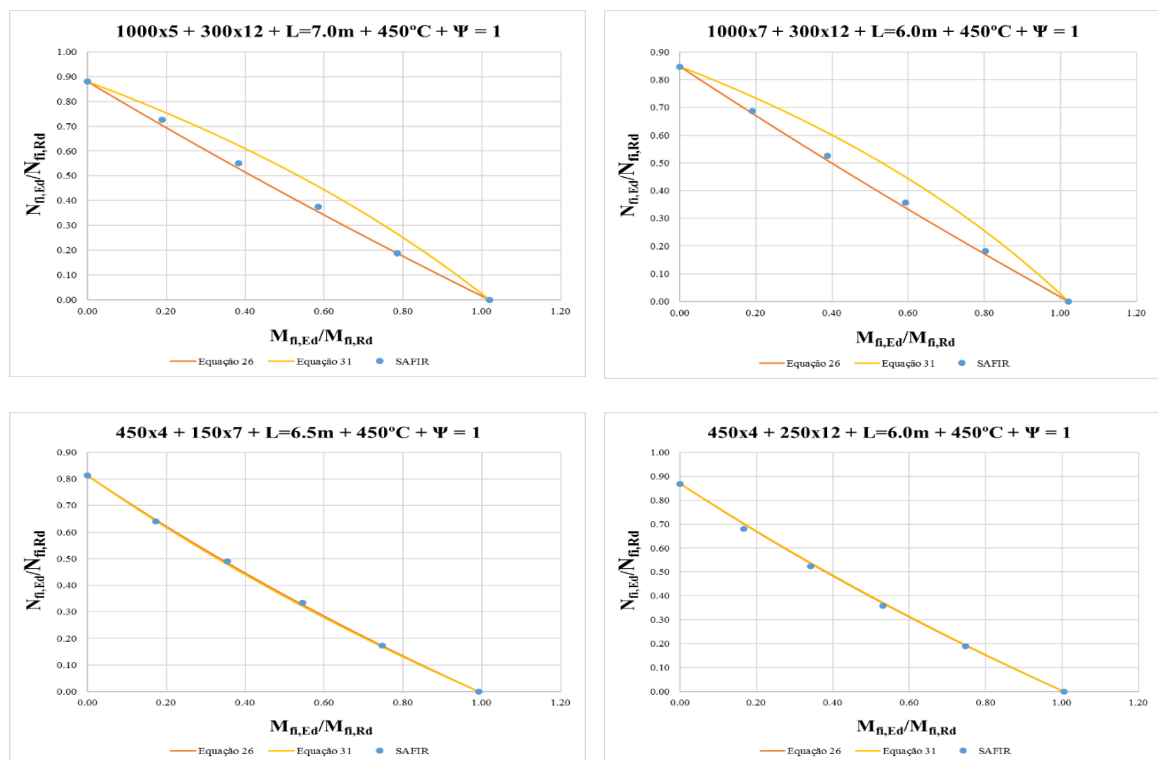


Figura 26 - Curvas de interação para diferentes seções de vigas-coluna a 450°C e com $\psi = 1$.

Tal como foi referido acima, através da análise dos resultados, foi possível verificar que para o comportamento no plano, a equação a frio que mais se aproximava dos resultados numéricos era a equação (26), colocando deste modo a equação (27) fora da análise gráfica. Relativamente ao eixo das abcissas, $M_{fi,Ed}/M_{fi,Rd}$, este devia de terminar sempre em 1.00, no entanto tal não sucede. Esta razão deve-se ao facto de os resultados terem sido obtidos numericamente, o que leva a ligeiras discrepâncias no cálculo de determinados valores.

Neste estudo apenas estão representados gráficos para quatro secções, no entanto foram analisadas muitas mais onde se pode verificar que os resultados eram idênticos, sendo deste modo desnecessário estar a representar todas as secções tratadas.

As figuras que se seguem correspondem aos resultados numéricos obtidos segundo o Eurocódigo 3 e a calibração do fator μ_y , e é possível visualizar uma linha a preto que corresponde ao valor 1 no eixo vertical. Esta define a curva de interação segundo o Eurocódigo 3. Se os pontos, que representam os resultados numéricos, se encontram abaixo dessa linha, pode-se afirmar que os esforços obtidos numericamente são inferiores aos valores previstos pelas equações e, como tal, o elemento não se encontra em segurança. Se se verificar o contrário, ou seja, se os pontos, que representam os resultados numéricos, se encontrarem acima da linha horizontal de valor 1, o elemento encontra-se em segurança.

5.3.1. Segundo o Eurocódigo 3

5.3.1.1. EN1993-1-2

Sendo que no presente estudo, apenas se consideraram os momentos fletores em yy, a equação presente no Eurocódigo 3 Parte 1-2 que permite o cálculo da resistência da secção passa a ser dada por:

$$\frac{N_{\dot{U}LT,SAFIR}}{\chi_{y,fi} N_{Rd,SAFIR}} + \frac{k_y M_{y,\dot{U}LT,SAFIR}}{M_{y,Rd,SAFIR}} = k_{out} \quad (70)$$

A equação (70) foi então utilizada para a análise do comportamento das vigas-coluna no plano, onde se considerou a força axial final e o momento fletor último obtidos pelo SAFIR. Na Figura 27 encontram-se os resultados numéricos obtidos para a situação de incêndio.

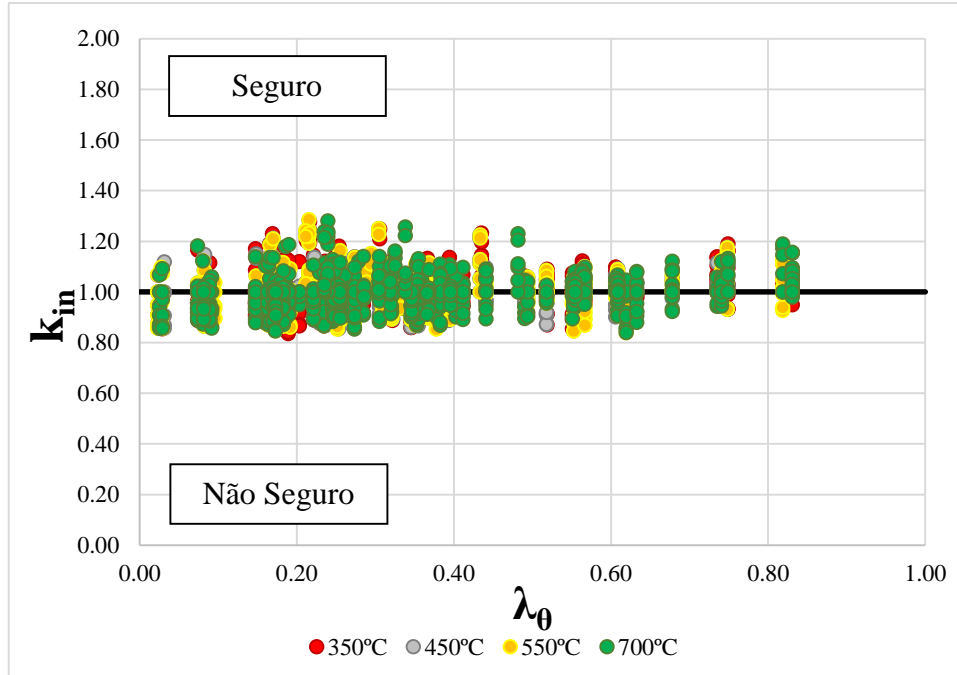


Figura 27 - Comparação entre a curva de interação e os casos numéricos, para o comportamento no plano em situação de incêndio.

5.3.1.2. EN1993-1-1 + Temperatura

Uma vez que, tal como já referido, apenas se consideraram os momentos fletores em yy , as equações presentes no Eurocódigo 3 Parte 1-1 que permitem o cálculo da resistência da secção passam a ser dadas por:

$$\frac{\frac{N_{\dot{U}LT,SAFIR}}{\chi_{y,fi} N_{Rd,SAFIR}}}{\gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{\frac{M_{y,\dot{U}LT,SAFIR}}{\chi_{LT,fi} \frac{M_{y,Rd,SAFIR}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} = k_{in} \quad (71)$$

$$\frac{\frac{N_{\dot{U}LT,SAFIR}}{\chi_{z,fi} N_{Rd,SAFIR}}}{\gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{\frac{M_{y,\dot{U}LT,SAFIR}}{\chi_{LT,fi} \frac{M_{y,Rd,SAFIR}}{\gamma_{M1}}}}{\gamma_{M1}} = k_{out} \quad (72)$$

As equações (71) e (72) foram utilizadas para a análise do comportamento das vigas-coluna no plano onde se considerou a força axial final e o momento fletor último obtidos pelo SAFIR.

Na Figura 28 encontram-se os resultados numéricos obtidos recorrendo às fórmulas da EN1993-1-1 adaptadas para situação de incêndio.

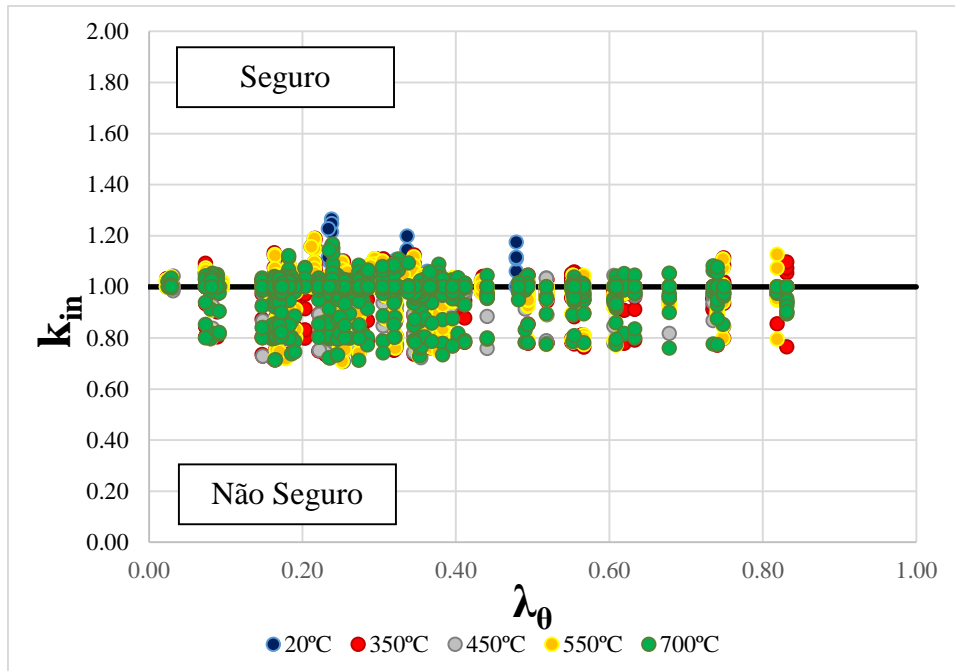


Figura 28 - Comparação entre a curva de interação e os casos numéricos, para o comportamento no plano recorrendo às fórmulas para a temperatura ambiente adaptadas para a situação de incêndio.

5.3.2. EN1993-1-2 + Calibração do Fator μ_y

Esta calibração é apenas aplicada em situação de incêndio. Como tal, neste estudo considerou-se a equação presente na secção 5.3.1.1. A alteração nesta proposta é feita a nível do cálculo do μ_y calculado conforme descrito na secção 3.3.1. Sendo assim, com recurso à equação (70) analisou-se o comportamento das vigas-coluna no plano em situação de incêndio.

Na Figura 29 encontram-se os resultados numéricos obtidos para a calibração do fator μ_y , em situação de incêndio.

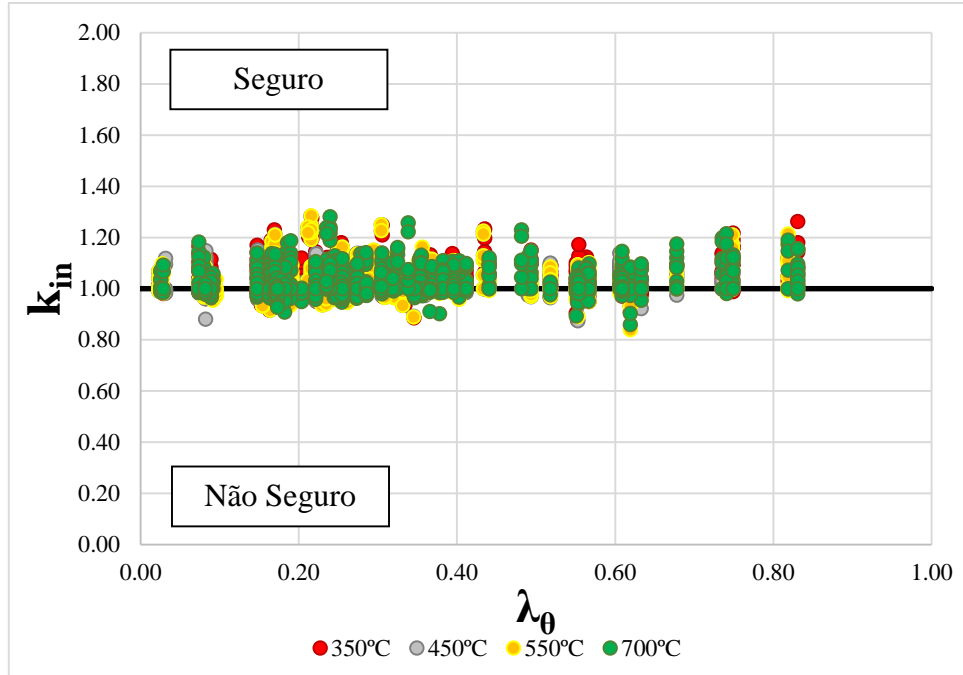


Figura 29 - Comparação entre a curva de interação e os casos numéricos com μ_y calibrado, para o comportamento no plano em situação de incêndio.

5.3.3. Discussão de Resultados

Com a análise da Figura 27, é possível observar que cerca de 50% dos resultados obtidos se encontram fora da segurança. Tal se deve ao fator de redução χ_{fi} , que para determinadas secções demonstra ser pouco seguro e ao fator de interação k_y , calculado de acordo com a equação (35), que depende do fator μ_y . Este último, principalmente para $\psi = -1$, provoca inúmeros resultados não seguros.

Quanto à Figura 28, é possível observar que existem alguns resultados fora da segurança. No entanto, existe uma diferença notória entre a quantidade de resultados fora da segurança obtidos através das fórmulas a quente dos obtidos pelas fórmulas a frio adaptadas a quente. A principal razão para tal comportamento, deve-se ao facto de se ter utilizado as fórmulas a frio no tratamento de resultados cujas secções estavam sujeitas a elevadas temperaturas.

Na Figura 29, que diz respeito ao fator μ_y calibrado, é possível observar que existe uma diminuição significativa dos resultados que se encontram fora da segurança. Deste modo, é possível verificar que existe uma aproximação entre os resultados numéricos obtidos e os que se esperam analiticamente, e que o nível de segurança e precisão do Eurocódigo 3 é melhorado.

5.4. Comportamento Fora do Plano

O comportamento fora do plano de vigas-coluna é investigado numericamente ao considerar o modelo descrito na secção 4.4.

Tal como no comportamento no plano, ao longo deste estudo os valores necessários para a análise das vigas-coluna foram todos obtidos de forma numérica, recorrendo ao SAFIR, com o intuito de se evitar o erro associado à determinação da resistência da secção transversal de Classe 4 (Couto, 2015).

Neste subcapítulo serão apresentados os resultados numéricos da resistência de vigas-coluna em aço lateralmente restringidas, para o comportamento fora do plano, representados graficamente, obtidos através dos programas SAFIR e Ruby para a situação de incêndio e à temperatura ambiente das vigas-coluna consideradas nos diferentes casos.

Primeiro são apresentados os resultados de vigas-coluna com diferentes secções onde variam as temperaturas, os tipos de carregamento ou os comprimentos do vão, submetidas a esforço axial e a diferentes distribuições de momentos fletores. No caso dos gráficos que apresentam a comparação entre as curvas de interação em situação de incêndio e à temperatura ambiente, com os resultados obtidos do SAFIR, é possível visualizar nos gráficos seguintes, a curva da equação (26) não está presente. Isto deve-se ao facto de se ter optado por representar apenas a curva das fórmulas à temperatura ambiente que mais se aproximava aos resultados do SAFIR. Para o comportamento fora do plano, a equação que mais se assemelha aos resultados obtidos e até mesmo à própria equação para a situação de incêndio é a equação (27).

Na segunda parte é efetuada uma comparação entre os resultados numéricos obtidos com as curvas de interação dadas pelas equações (26), (27) e (32) modificadas para o estudo em questão.

Sendo assim, serão agora analisados os primeiros resultados numéricos referidos anteriormente.

Na Figura 30 encontram-se os resultados para uma viga-coluna de secção transversal I1000x5 + 300x15 com um vão de 7.0m submetida a uma temperatura de 20°C e a diferentes distribuições de momentos. O gráfico que corresponde à distribuição de momentos fletores

bi-triangular ($\psi = -1$) não se encontra na figura, pois para esta secção com essa distribuição de momentos, verifica-se o colapso da mesma por esforço transversal, tal como se pode visualizar na secção 5.2. Foram considerados os resultados obtidos segundo o Eurocódigo 3, equações (26) e (27), e os resultados obtidos diretamente do SAFIR.

É possível averiguar que quando a viga-coluna se encontra sujeita a diferentes distribuições de momentos, que as curvas de interação adquirem um comportamento ligeiramente diferente, com exceção das vigas-coluna sujeitas a uma distribuição de momentos variável. Nesta situação verifica-se uma aproximação entre as curvas, apesar da curva de interação da equação (27) se adaptar melhor aos resultados.

É de notar que em todas as situações a equação (27) é a mais adequada, pois é a que se encontra com os valores mais aproximados aos dos resultados obtidos pelo SAFIR.

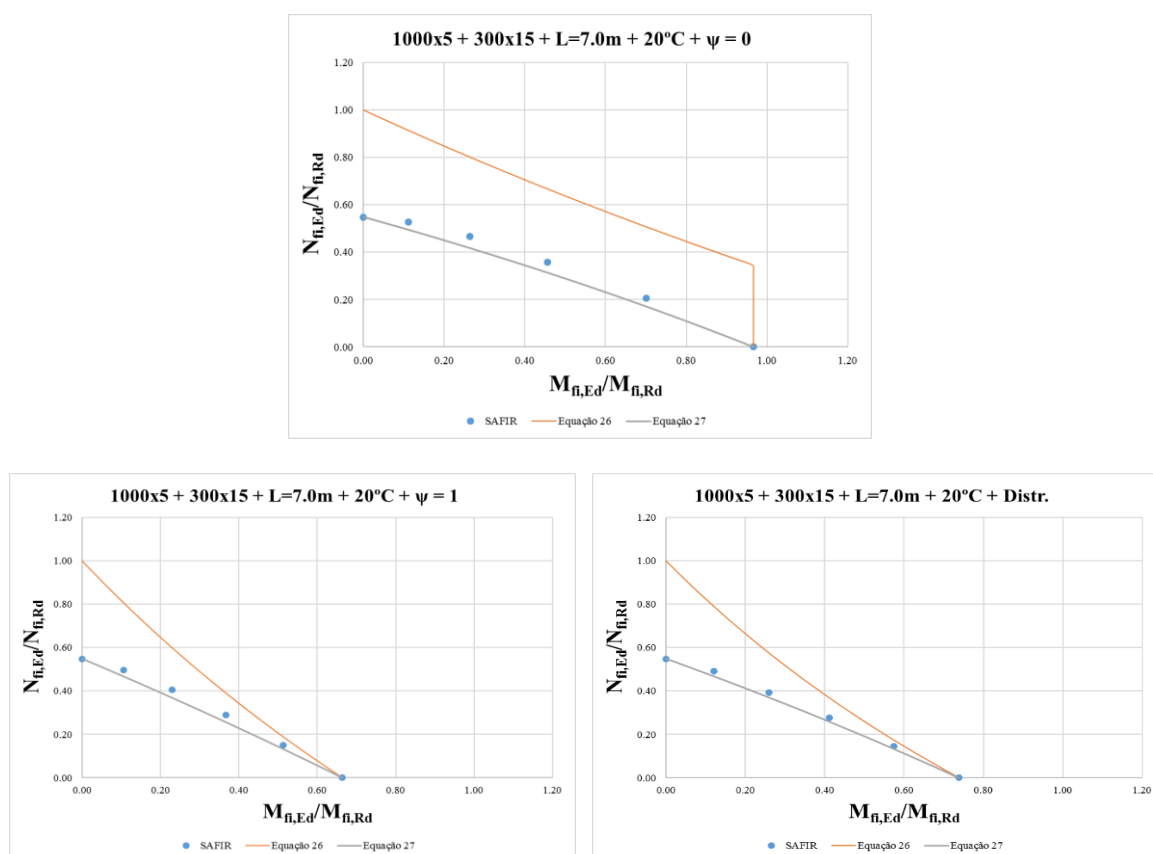


Figura 30 - Curvas de interação de uma viga-coluna de 7.0m de vão e secção transversal 1000x5 + 300x15 a 20°C para diferentes tipos de carregamento.

Na Figura 31 encontram-se os resultados para uma viga-coluna de secção transversal I1000x7 + 300x12 com um vão de 6.0m, submetida a uma temperatura de 450°C e a diferentes distribuições de momentos.

É possível verificar que quando a viga-coluna se encontra sujeita a esforço axial e a momento fletor uniforme, as curvas de interação, tanto as da situação de incêndio como as de temperatura normal, apresentam o mesmo comportamento sendo bastante semelhantes. No entanto, tal como se pode observar, encontram-se abaixo dos resultados numéricos do SAFIR, o que leva a resultados um pouco conservativos.

É de notar que para $\psi = -1$, a curva de interação que se aproxima mais dos resultados do SAFIR é a da equação (27).

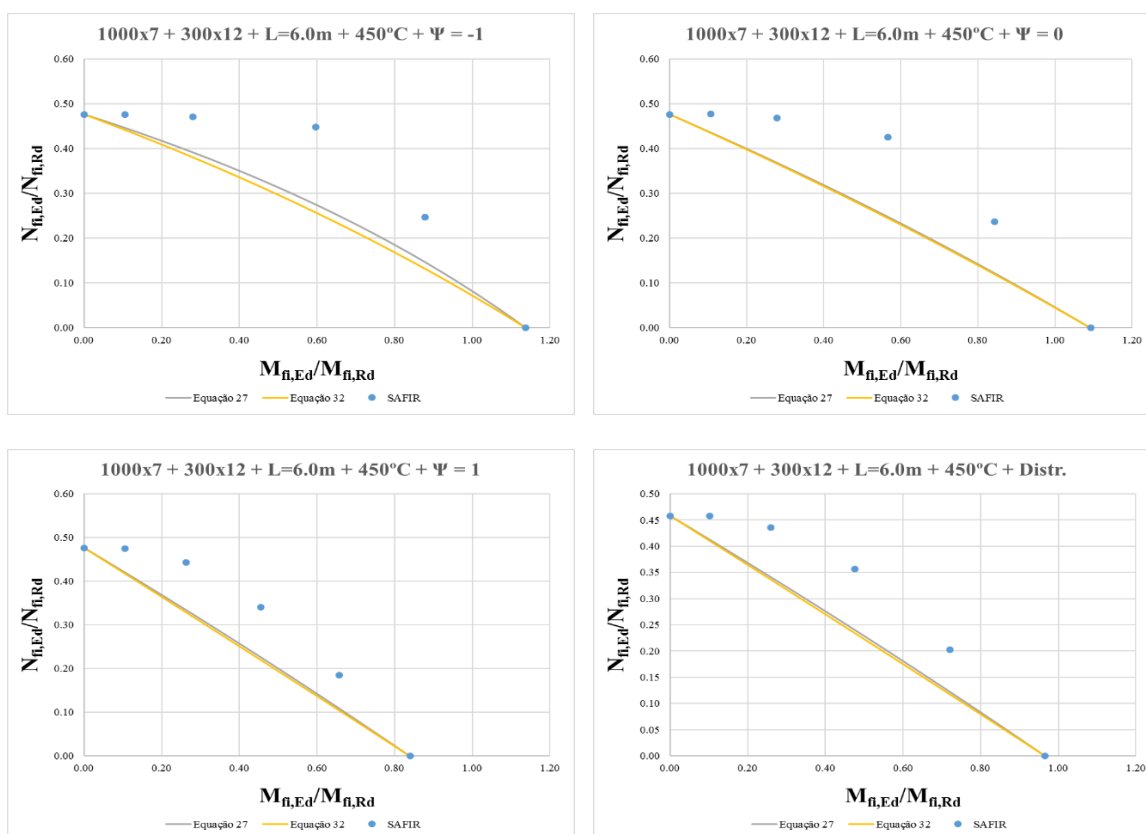


Figura 31 - Curvas de interação de uma viga-coluna de 6.0m de vão e secção transversal 1000x7 + 300x12 a 450°C para diferentes tipos de carregamento.

Na Figura 32 encontram-se os resultados para uma viga-coluna de secção transversal I450x4 + 150x7 com um vão de 6.5m, submetida a uma distribuição de momentos bi-triangular ($\psi = -1$) e a diferentes temperaturas.

Observa-se que com a variação da temperatura o comportamento das curvas de interação é praticamente o mesmo. A variação que se verifica é ao nível dos valores dos esforços, que alteram o valor em que começam e terminam as curvas.

Nota-se também, que a curva pertencente à equação (27) apresenta resultados mais próximos dos do SAFIR, do que a da equação (32).

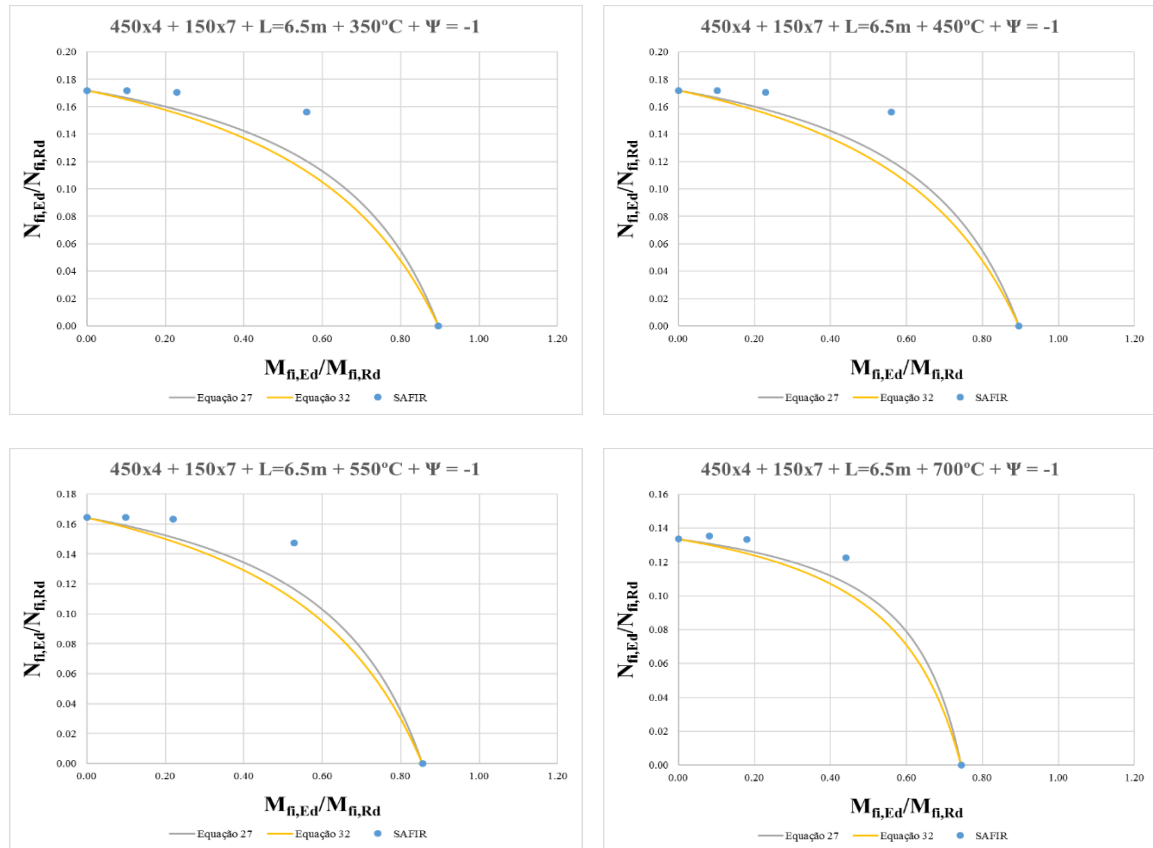


Figura 32 - Curvas de interação de uma viga-coluna de 6.5m de vão e secção transversal 450x4 + 150x7 + $\psi = -1$ para diferentes temperaturas.

Na Figura 33 encontram-se os resultados para uma viga-coluna de secção transversal I450x4 + 250x12, submetida a uma temperatura de 450°C, a uma distribuição de momentos triangular ($\psi = 0$) e a diferentes comprimentos do vão.

Observa-se que quando a viga-coluna se encontra sujeita a esforço axial e a uma distribuição de momentos triangular, as curvas de interação são mais adequadas para valores de vão grandes, neste caso de 12.0m. Quanto menor o comprimento do vão, mais afastadas se encontram as curvas de interação. Uma vez que as curvas de interação se encontram abaixo

dos pontos correspondentes aos resultados numéricos do SAFIR, é possível verificar que os resultados são um pouco conservativos.

É importante salientar que as curvas das equações (27) e (32) apresentam comportamentos semelhantes para este tipo de elementos quando sujeitos a estas condições.

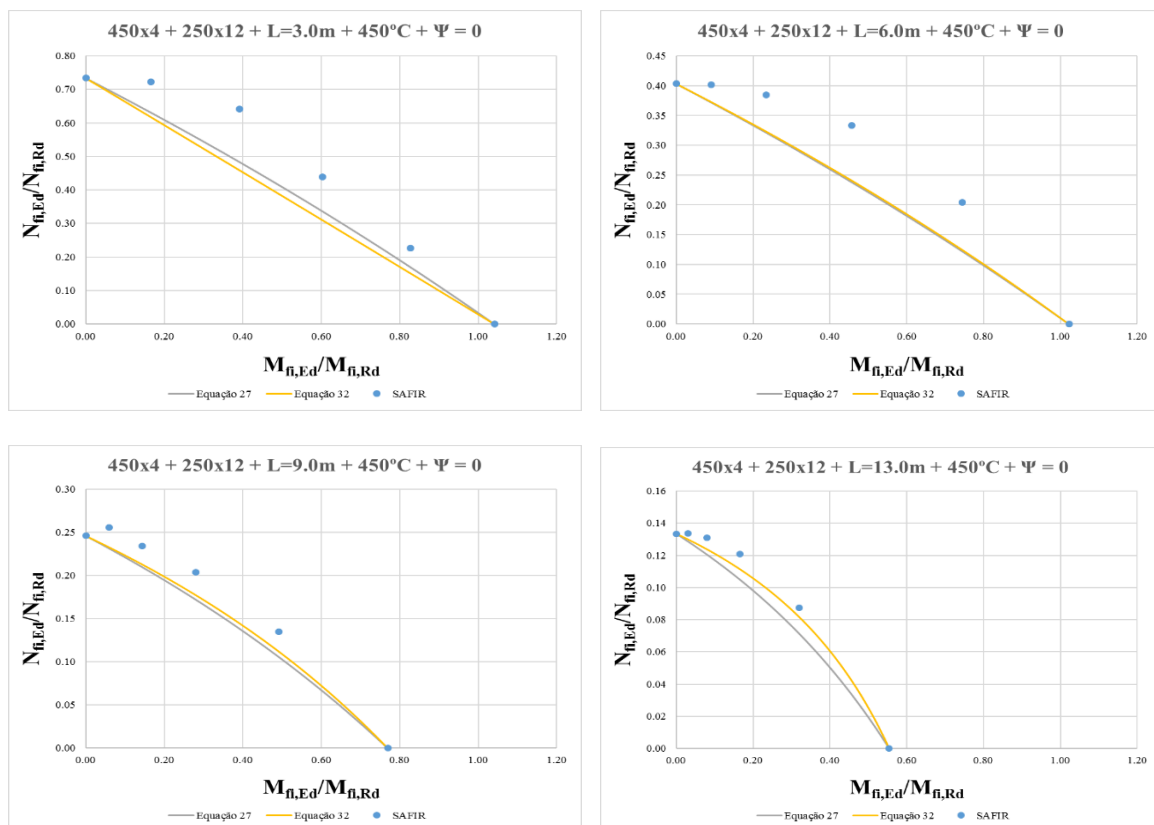


Figura 33 - Curvas de interação de uma viga-coluna a 450°C e secção transversal 450x4 + 250x12 + $\psi = 0$ para diferentes comprimentos de vão.

Na Figura 34 encontram-se os resultados para vigas-coluna de secções transversais diferentes, submetidas a uma temperatura de 450°C, a uma distribuição de momentos uniforme e com valores de esbelteza aproximadamente iguais a 1.

É possível apurar que para esta situação as curvas de interação têm comportamentos praticamente iguais. Com a análise da localização das curvas em relação aos resultados numéricos do SAFIR, pode-se verificar que se tratam de resultados conservativos.

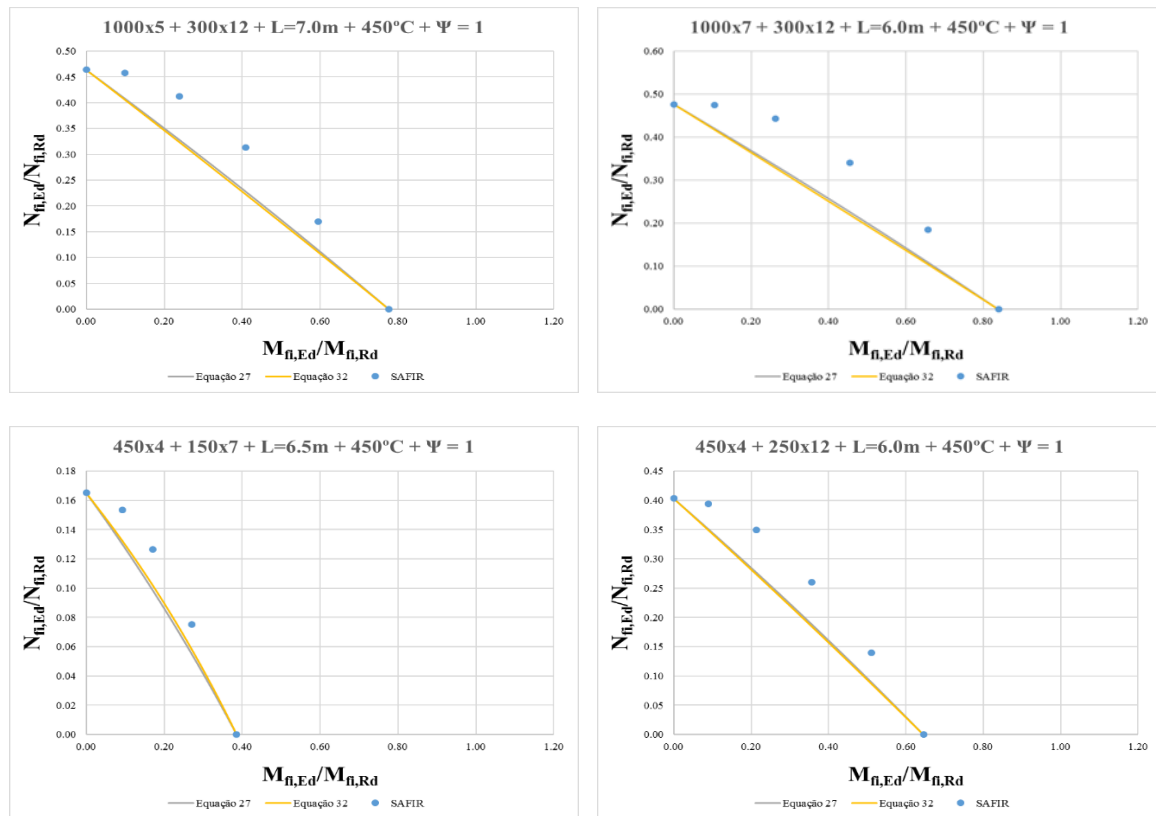


Figura 34 - Curvas de interação para diferentes secções de vigas-coluna a 450°C e com $\Psi = 1$.

Tal como foi mencionado anteriormente, através da análise dos resultados foi possível verificar que para o comportamento fora do plano, a equação a frio que mais se aproximava dos resultados numéricos era a equação (27), colocando deste modo a equação (26) fora da análise gráfica.

Neste estudo apenas estão representados gráficos para quatro secções, no entanto foram analisadas muitas mais onde se pode verificar que os resultados eram idênticos, sendo deste modo desnecessário estar a representar todas as secções tratadas.

Serão agora analisados os restantes resultados numéricos obtidos para o comportamento fora do plano. As figuras que se seguem correspondem aos resultados obtidos segundo o Eurocódigo 3 e a calibração do fator μ_{LT} , e é possível visualizar a linha a preto correspondente ao valor 1 no eixo vertical, que define a curva de interação segundo o Eurocódigo 3 e permite aferir se os resultados se encontram dentro ou fora da segurança, consoante estejam acima ou abaixo dessa mesma linha, respetivamente.

5.4.1. Segundo o Eurocódigo 3

5.4.1.1. EN1993-1-2

Tal como já mencionado, no presente estudo apenas se consideraram os momentos fletores em yy. Sendo assim, a equação presente no Eurocódigo 3 Parte 1-2 que permite o cálculo da resistência da secção passa a ser dada por:

$$\frac{N_{\dot{U}LT,SAFIR}}{\chi_{Z,fi} N_{Rd,SAFIR}} + \frac{k_{LT} M_{y,\dot{U}LT,SAFIR}}{\chi_{LT,fi} M_{y,Rd,SAFIR}} = k_{out} \quad (73)$$

A equação (73) foi utilizada para se efetuar a análise do comportamento das vigas-coluna para fora do plano, onde se considerou a força axial final e o momento fletor último obtidos pelo SAFIR.

Na Figura 35 encontram-se os resultados numéricos obtidos para a situação de incêndio.

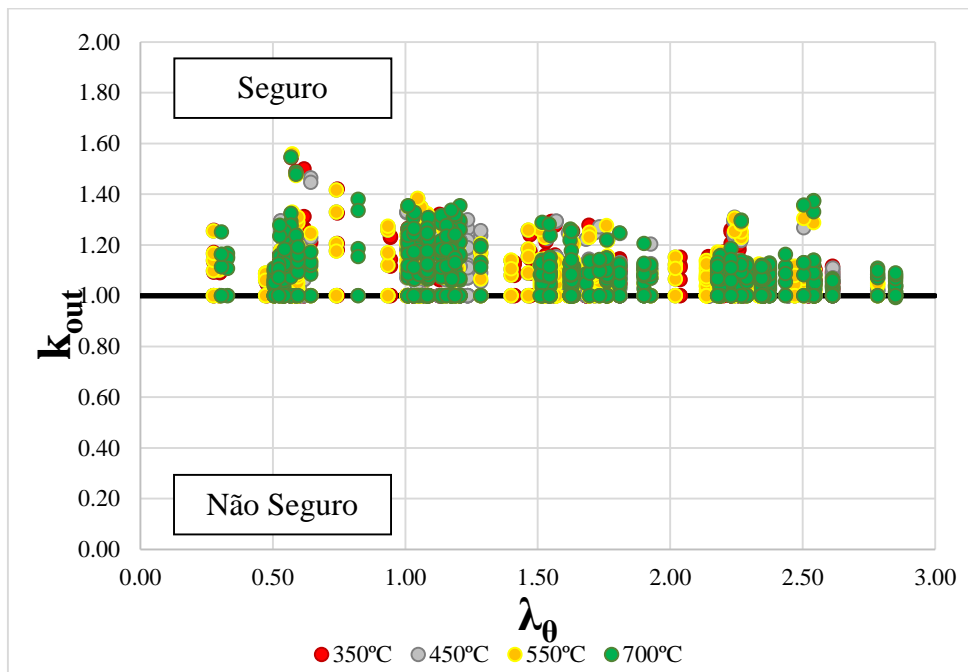


Figura 35 - Comparação entre a curva de interação e os casos numéricos, para o comportamento fora do plano em situação de incêndio.

5.4.1.2. EN1993-1-1 + Temperatura

Uma vez que as fórmulas a frio não são separadas para o comportamento no plano e fora do plano, tem-se as equações (71) e (72), presentes na secção 5.3.1.2., que foram utilizadas para

a análise do comportamento das vigas-coluna para fora do plano onde se considerou a força axial final e o momento fletor último obtidos pelo SAFIR.

Na Figura 36 encontram-se os resultados numéricos obtidos recorrendo às fórmulas da EN1993-1-1 adaptadas para situação de incêndio.

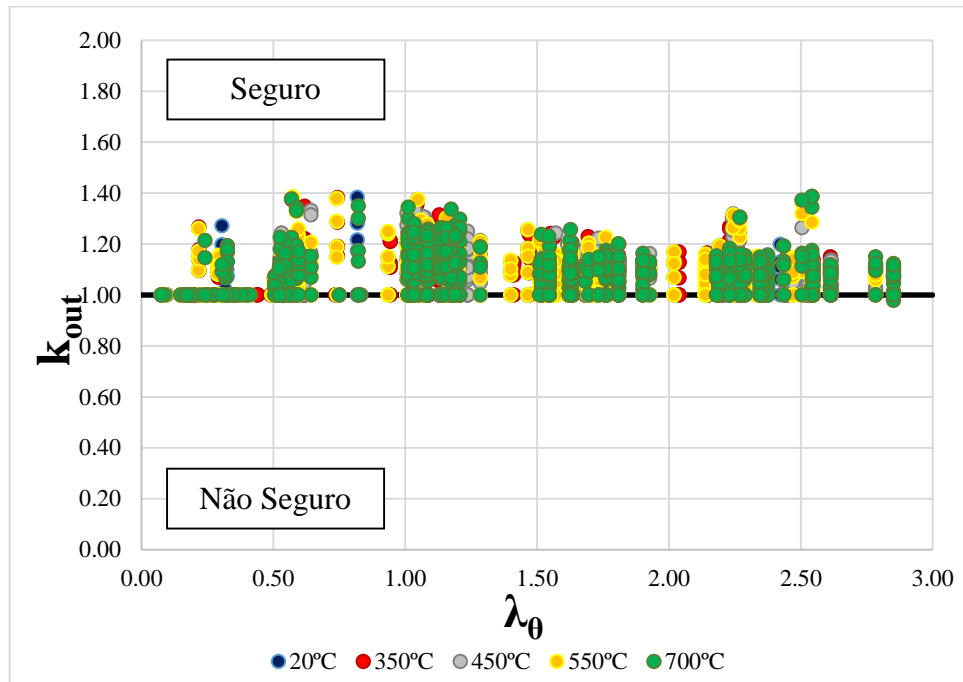


Figura 36 - Comparação entre a curva de interação e os casos numéricos, para o comportamento fora do plano recorrendo às fórmulas para a temperatura ambiente adaptadas para a situação de incêndio.

5.4.2. EN1993-1-2 + Calibração do Fator μ_{LT}

Tal como na proposta da calibração do fator μ_y , esta calibração é apenas aplicada em situação de incêndio. Deste modo, considerou-se a equação presente na secção 5.4.1.1. A alteração efetuada nesta proposta é feita a nível do cálculo do μ_{LT} descrito na secção 3.3.2. Sendo assim, recorrendo à equação (73) foi analisado o comportamento das vigas-coluna para fora do plano em situação de incêndio.

Na Figura 37 encontram-se os resultados numéricos obtidos para a calibração do fator μ_{LT} , em situação de incêndio.

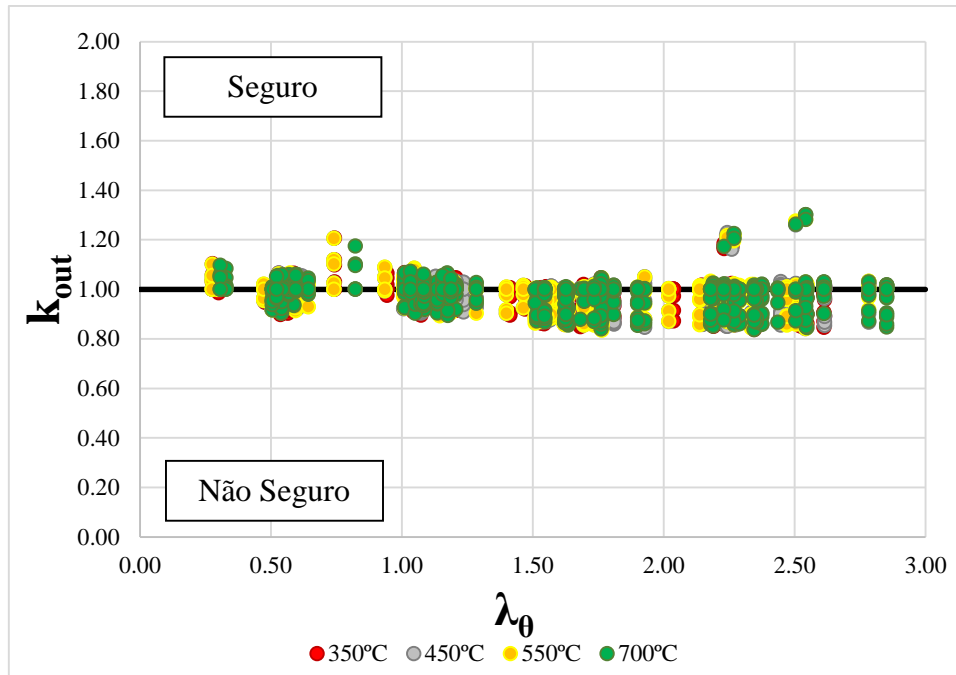


Figura 37 - Comparação entre a curva de interação e os casos numéricos com μ_{LT} calibrado, para o comportamento fora do plano em situação de incêndio.

5.4.3. Discussão de Resultados

Analisando a Figura 35, é possível observar que a maior parte dos resultados se encontram do lado da segurança. Tal sucede, pois a equação (34), que permite o cálculo do fator μ_{LT} , para determinados casos consegue ser demasiada conservadora. Esta ocorrência leva a estruturas muito pouco económicas, o que faz com que a utilização destas estruturas diminua e que existam argumentos que não sejam a favor da metodologia presente no Eurocódigo 3.

Na Figura 36 é possível observar que, também neste caso, existe uma maioria dos resultados acima da linha $y=1$, o que significa que grande parte dos resultados obtidos se encontra do lado da segurança. Este comportamento demonstra que, no que diz respeito a este estudo, as fórmulas a frio adaptadas a quente funcionam de um modo muito semelhante às fórmulas presentes na Parte 1-2 do Eurocódigo 3.

Quanto à Figura 37, que diz respeito ao fator μ_{LT} , é possível observar que existe um aumento significativo dos resultados que se encontram fora da segurança. Esta alteração permite-nos concluir que a equação (34) é sem dúvida demasiado conservativa, o que indicia que é este fator, μ_{LT} , o causador dos resultados obtidos representados na Figura 35.

Com a análise da Figura 38, é possível examinar o estado limite de deformação final correspondente à secção I450x4 + 150x5 + L=4.5m + 450°C. De realçar que, tal como devia acontecer, o modo de encurvadura em questão corresponde ao modo de encurvadura global para fora do plano ilustrado na Figura 16.

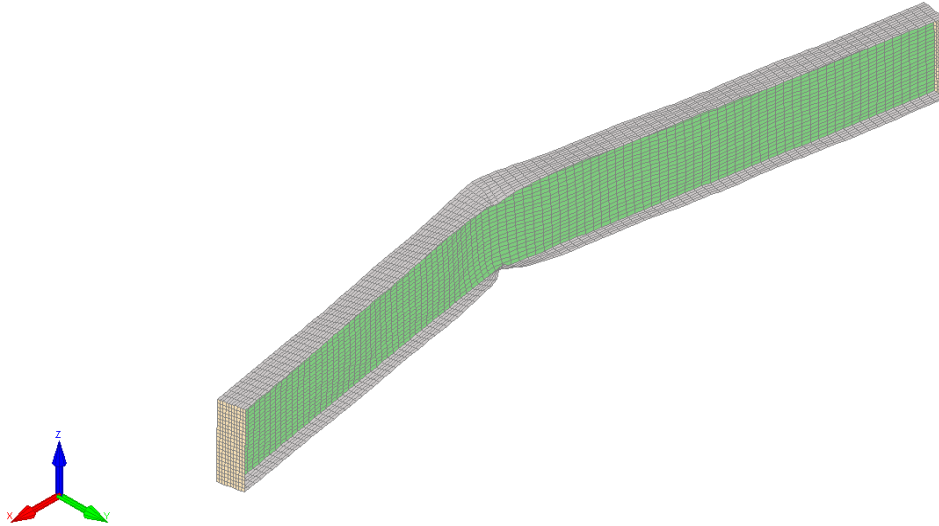


Figura 38 - Estado limite de deformação final da secção I450x4 + 150x5 + L=4.5m + 450°C para o comportamento fora do plano

5.5. Avaliação Estatística

Para avaliar o nível de segurança das diferentes expressões quando comparadas com o estudo numérico, foi elaborada uma avaliação estatística comparando os resultados numéricos do SAFIR com os diferentes métodos simplificados.

Uma vez elaborado o estudo paramétrico, para cada caso, no plano e fora do plano à temperatura ambiente e em situação de incêndio, procede-se ao cálculo do valor médio e do desvio padrão dos resultados recorrendo às equações apresentadas abaixo:

$$\mu = \frac{\sum_{i=1}^n x_i}{n} \quad (74)$$

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \mu)^2}{n - 1}} \quad (75)$$

Na Tabela 21 e na Tabela 22 podem-se observar os resultados estatísticos para as vigas-coluna, tanto em situação de incêndio como à temperatura ambiente, no plano e fora do plano, respetivamente. No total foram consideradas 7081 simulações numéricas para o estudo estatístico. Deste total, 3613 correspondem aos resultados numéricos obtidos no plano e os restantes 3468 correspondem aos resultados numéricos para fora do plano.

Tabela 21 - Resultados estatísticos das vigas-colunas no plano.

| Métodos | Nº de Casos | Média | Desvio Padrão | Valor Mínimo | Valor Máximo | Casos Fora da Segurança (%) |
|--|--------------------|--------------|----------------------|---------------------|---------------------|------------------------------------|
| EN1993-1-1 + Temperatura | 3613 | 0.97 | 0.08 | 0.71 | 1.27 | 41.02 |
| EN1993-1-2 | 3613 | 0.99 | 0.07 | 0.83 | 1.40 | 52.84 |
| EN1993-1-2 + μ_y calibrado | 3613 | 1.03 | 0.06 | 0.83 | 1.40 | 26.40 |

Na Tabela 21 pode-se observar que para a metodologia da EN1993-1-2 apesar da percentagem de casos que se encontram fora da segurança ser elevada e da média dos resultados ser de 0.99, inferior a 1.00, o valor mínimo obtido é de 0.83 e o valor máximo é de 1.40. Contudo, é possível admitir que a metodologia presente, neste momento, na EN1993-1-2, não é a mais adequada.

Os resultados para a EN1993-1-1 mostram-se relativamente semelhantes com os da EN1993-1-2, com exceção do valor mínimo que decresce, neste caso é de 0.71, e da percentagem de casos fora da segurança, verifica-se uma diminuição de aproximadamente 11.64%.

Face aos resultados da EN1993-1-2 + μ_y calibrado, depara-se que apesar dos valores mínimo e máximo se manterem, a média dos resultados aumenta para 1.03 e a percentagem de casos fora da segurança é agora de 26.40. Tais resultados levam a uma melhor consistência e precisão da metodologia presente no Eurocódigo 3 para as secções de Classe 4.

Tabela 22 - Resultados estatísticos das vigas-colunas para fora do plano.

| Métodos | Nº de Casos | Média | Desvio Padrão | Valor Mínimo | Valor Máximo | Casos Fora da Segurança (%) |
|---|--------------------|--------------|----------------------|---------------------|---------------------|------------------------------------|
| EN1993-1-1 + Temperatura | 3468 | 1.08 | 0.08 | 0.98 | 1.39 | 5.59 |
| EN1993-1-2 | 3468 | 1.08 | 0.09 | 0.99 | 1.52 | 9.57 |
| EN1993-1-2 + μ_{LT} calibrado | 3468 | 0.98 | 0.05 | 0.83 | 1.30 | 47.12 |

Em relação à Tabela 22, resultados obtidos para fora do plano, para a metodologia da EN1993-1-2 o valor mínimo é de 0.99, o valor máximo é de 1.52, a percentagem de casos fora da segurança é de apenas 9.57% e que a média dos resultados é de 1.08.

Quanto aos resultados para a EN1993-1-1, estes mostram-se relativamente semelhantes com os da EN1993-1-2, com exceção do valor da percentagem de casos fora da segurança que neste caso é de 5.59%.

Uma vez que segundo a metodologia da EN1993-1-2 obtêm-se vigas-coluna de Classe 4 muito pouco económicas, com a EN1993-1-2 + μ_{LT} calibrado tem-se o intuito de obter estes mesmos elementos, mas mais rentáveis quando sujeitos a diferentes tipos de cargas e temperaturas. Tal como se pode observar na Tabela 22, esta hipótese é possível através desta nova proposta, pois verifica-se uma diminuição do valor máximo e um aumento da percentagem de casos fora da segurança. No entanto, a percentagem dos casos que se encontram fora da segurança sofre um aumento demasiado brusco, tal facto deve-se essencialmente ao cálculo do fator $\chi_{LT,fi}$ ter sido determinado numericamente com recurso ao SAFIR. Na prática, este efeito desfavorável é posteriormente compensado no cálculo do fator $\chi_{LT,fi}$ através dos métodos simplificados que são conservativos para esbeltezas superiores a $\bar{\lambda}_\theta > 1.0$, especialmente para diagramas de momentos fletores não uniformes (Couto, 2015).

Capítulo 6

Considerações Finais

Capítulo 6. Considerações Finais

6.1. Conclusões

6.2. Desenvolvimentos Futuros

Capítulo 6. Considerações Finais

6.1. Conclusões

A finalização desta dissertação é feita através do corrente capítulo, onde se efetua uma análise ao trabalho desenvolvido e a alusão aos pontos mais importantes a reter.

Na presente dissertação foi estudado, numericamente, o comportamento ao fogo de vigas-coluna metálicas de secção transversal esbelta, com o objetivo de tentar aproximar as metodologias presentes nas Partes 1-1 e 1-2 do Eurocódigo 3, no que diz respeito, efetivamente, ao cálculo das secções de Classe 4.

Neste contexto foi conduzido um estudo numérico onde foi avaliado o comportamento ao fogo de vigas-coluna de Classe 4, modeladas em elementos finitos de casca, recorrendo aos programas SAFIR e Ruby, com o propósito de se elaborar um estudo paramétrico. Com este, pretendeu-se elaborar a comparação entre a metodologia a frio, Parte 1-1, adaptada para situação de incêndio, a metodologia em situação de incêndio, Parte 1-2, e os resultados obtidos pelos *softwares*. Uma outra comparação executada foi entre os resultados obtidos seguindo as metodologias já mencionadas, com duas propostas de calibração do fator μ , em que a primeira se refere a μ_y , e a segunda a μ_{LT} , para o cálculo em situação de incêndio, no plano e fora do plano, respetivamente.

Na modelação numérica foram apresentadas breves descrições dos *softwares* utilizados, SAFIR e Ruby, assim como a definição e descrição do modelo e os casos de estudo.

Através das comparações, acima referidas, entre os resultados numéricos obtidos, foi possível avaliar a precisão e a segurança das metodologias descritas no Eurocódigo 3. Para finalizar efetuou-se uma breve avaliação estatística de todos os resultados numéricos.

A metodologia da Parte 1-2 do Eurocódigo 3 pode ser dividida em fora do plano e no plano. Deste modo, para termos de comparação, foi efetuado o mesmo procedimento na metodologia presente na Parte 1-1 adaptada para situação de incêndio. Uma vez que esta última não se dividia em fora do plano e no plano, como as formulações para elevadas temperaturas, foi necessário adaptar as fórmulas aos comportamentos em questão.

Quanto à análise dos resultados numéricos para o comportamento no plano, concluiu-se que as curvas de interação pertencentes à EN1993-1-1 + Temperatura e EN1993-1-2 assemelham-se apenas para momentos fletores uniformes e para distribuições de momentos. Para os casos sujeitos a uma distribuição de momentos fletores triangular ($\psi = 0$) e bi-triangular ($\psi = -1$), provou-se que as curvas de interação, de ambas as partes do Eurocódigo 3, não se adaptam muito bem, pois levam a inúmeros resultados não seguros. No entanto, a curva de interação pertencente à equação (31) é a que está mais próxima de se adaptar aos resultados numéricos.

Ainda na análise de vigas-coluna restringidas lateralmente, concluiu-se que a precisão e consistência da metodologia do Eurocódigo 3 contida na Parte 1-2 é comprometida devido à encurvadura local e ao facto da metodologia ter sido desenvolvida para elementos de Classe 1. No que diz respeito à metodologia da Parte 1-1 do Eurocódigo 3 adaptada para situação de incêndio, verificou-se que esta apresenta uma maior quantidade de resultados seguros, comparando com a Parte 1-2.

Uma vez que a encurvadura limitava a capacidade de resistência da viga-coluna, procedeu-se à alteração do limite do fator μ_y , de 0.9 para 0.2, no cálculo em situação de incêndio. Concluiu-se que esta modificação previa melhor a capacidade do elemento e levava a um aumento da segurança e precisão da Parte 1-2 do Eurocódigo 3. Verificou-se ainda, que esta alteração na formulação para a situação de incêndio levava a uma aproximação entre os resultados da mesma e os resultados da formulação para a temperatura ambiente.

Já na análise dos resultados numéricos para o comportamento fora do plano, concluiu-se que as curvas de interação pertencentes à EN1993-1-1 + Temperatura e EN1993-1-2 são praticamente idênticas em todos os casos, independentemente das condições a que a viga-coluna esteja sujeita, no que diz respeito à distribuição de momentos fletores.

De acordo com os restantes resultados numéricos para o comportamento fora do plano, concluiu-se que a metodologia presente no Eurocódigo 3 é demasiado conservativa, tanto a da Parte 1-1 adaptada para situação de incêndio como a da Parte 1-2. Estes resultados demonstram que este comportamento, a formulação para a situação de incêndio e a formulação para a temperatura ambiente apresentam resultados relativamente semelhantes. Porém, é necessário que essas formulações não sejam tão conservativas, uma vez que levam a estruturas pouco económicas.

Sendo assim, procedeu-se à alteração do fator μ_{LT} , no que diz respeito ao cálculo em situação de incêndio. Concluiu-se que esta modificação levava a um aumento de resultados não seguros e da precisão da metodologia contida na Parte 1-2 do Eurocódigo 3.

6.2. Desenvolvimentos Futuros

Após o desenvolvimento desta dissertação e de maneira a dar continuidade à mesma, são agora propostos alguns trabalhos/estudos para que se sejam efetuadas melhorias a nível do comportamento ao fogo destes elementos.

Uma vez obtidos os resultados presentes nesta dissertação, propõe-se melhorar as expressões do Eurocódigo 3, tanto as que apresentam resultados demasiado conservativos, como as que fornecem resultados fora da segurança. No que diz respeito às calibrações dos fatores propostas, um estudo mais aprofundado também deve ser feito a nível das mesmas. Isto porque, apesar de se verificar uma evolução através da sua utilização, depara-se com resultados que ainda não estão ótimos, o que leva à necessidade de se efetuar algumas melhorias.

Finalmente, os resultados obtidos na presente dissertação foram baseados em estudos numéricos, computacionais, com base em métodos de elementos finitos. Apesar de validades, estes podem, por vezes, não reproduzir fielmente o comportamento da estrutura devido à variação de alguns fatores que influenciam o comportamento estrutural, imperfeições e tensões residuais. Como tal, devem ser desenvolvidos estudos experimentais de maneira a reduzir o comportamento real da estrutura e o obtido através das simulações numéricas, o que leva à elaboração de comparações entre estes resultados com as metodologias do Eurocódigo 3 e as restantes propostas.

Referências

Bibliográficas

Referências Bibliográficas

- Almeida, P. (2012). *Dimensionamento de Estruturas Metálicas Segundo o Eurocódigo 3. Análise Comparativa entre Diversas Concepções Estruturais para Edifícios Industriais*. Universidade Fernando Pessoa.
- Boissonnade, N., Greiner, R., & Jaspart, J.-P. (2006). Rules for Member Stability in EN1993-1-1 Background documentation and design guidelines.
- Boissonnade, N., Jaspart, J.-P., Muzeau, J.-P., & Villete, M. (2002). Improvement of the interaction formulae for beam columns in Eurocode 3, "Comput Struct., vol. 80, no. 27-30, pp 2375-2385, Nov.
- CEA. (2012). Cast3M is a research FEM environment, its development is sponsored by the French Atomic Energy Commission <<http://www-cast3m.cea.fr/>>.
- CEN, E. C. for S. (2005a). EN 1993-1-1, Eurocode 3, Design of steel structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings.
- CEN, E. C. for S. (2005b). EN 1993-1-2, Eurocode 3: Design of steel structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design.
- CEN, E. C. for S. (2012). EN 1993-1-5, Eurocode 3, Design of steel structures - Part 1-5: Plates structural elements.
- Couto, C. (2011). *Estabilidade de Pórticos Metálicos em Situação de Incêndio*. Universidade de Coimbra.
- Couto, C. (2015). *Fire design of steel members with class 4 cross-section*. Universidade de Aveiro.
- Couto, C., Sanzel, A., Vila Real, P. M. M., Lopes, N., & Zhao, B. (2016). Beam-columns with thin wall cross-sections in case of fire.
- Couto, C., Vila Real, P. M. M., Lopes, N. (2013). *RUBY na interface software for running a buckling analysis of SAFIR models using Cast3M*. Universidade de Aveiro.
- Couto, C., Vila Real, P. M. M., Lopes, N., & Zhao, B. (2014). A New Design Method to Take Into Account the Local Buckling of Steel Cross-Sections at Elevated Temperatures.

Couto, C., Vila Real, P. M. M., Lopes, N., & Zhao, B. (2016). Local Buckling in Laterally Restrained Steel Beam-Columns in Case of Fire.

FIDESC4. (2014). Fire Design of Steel Members with Welded or Hot-Rolled Class 4 Cross-Section.

Franssen, J. (2011). User's Manual For SAFIR 2011 - A Computer Program For Analysis of Structures Subjected to Fire.

Franssen, J., Zhao, B., & Gernay, T. (2014). Experimental tests and numerical modelling on eight slender steel columns under increasing temperature.

Franssen, J.-M., & SAFIR, A. (2005). Thermal/Structural Program Modelling Structures under Fire.

Gamelas, P. (2014). *Vigas em Aço Inoxidável com Seções em I de Classe 4 ao Fogo*.

Greiner, R. (2001). Background information on the beam-column interaction formulae at Level 1. Report #TC8-2001-002.

Knobloch, M., Fontana, M., & Frangi, A. (2008). Steel beam-columns subjected to fire.

Lopes, N. (2009). *Behaviour of stainless steel structures in case of fire*.

Lopes, N., Simões da Silva, L., Vila Real, P. M. M., & Piloto, P. (2004). New proposals for the design of steel beam-columns in case of fire, including a new approach for the lateral-torsional buckling.

Pinto, A. (2010). *Estabilidade local de perfis de aço enformados a frio*. IST, Universidade Técnica de Lisboa.

Reis, A., & Camotim, D. (2000). Estabilidade Estrutural. Mc Graw-Hill.

Simões da Silva, L., & Gervásio, H. (2007). *Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas: Métodos Avançados. Eurocódigo 3: Projecto de Estruturas de Aço*.

Simões da Silva, L., Gervásio, H., & Simões, R. (2010). Design of steel structures. Eurocode 3: Design of steel structures, Part 1-1 - General rules and rules for buildings".

Simões, R. A. D. (2005). *Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas . Eurocódigo 3: Projecto de Estruturas de Aço*.

- Sousa, A. (2015). *Resistência ao fogo de colunas tubulares em aço inoxidável*. Universidade de Aveiro.
- Talamona, D. (1995). Flambement de poteaux métalliques sous charge excentrée à haute temperature.
- Talamona, D., & Franssen, J. (1997). Stability of steel columns in case of fire: numerical modeling.
- Talamona, D., & Franssen, J.-M. (2005). A Quadrangular Shell Finite Element for Concrete and Steel Structures to Fire.
- Vila Real, P. M. M. (2010a). "*Encurvadura de placas - Encurvadura Lateral*". Apontamentos da unidade curricular Complementos de Construção Metálica e Mista - 5º Ano, Engenharia Civil, Universidade de Aveiro
- Vila Real, P. M. M. (2010b). "*Encurvadura de placas - Enfunamento*". Apontamentos da unidade curricular Complementos de Construção Metálica e Mista - 5º Ano, Engenharia Civil, Universidade de Aveiro
- Vila Real, P. M. M. (2015). "*Secções de Classe 4*". Apontamentos da unidade curricular Construções Metálicas - 4º Ano, Engenharia Civil, Universidade de Aveiro
- Vila Real, P. M. M., Lopes, N., Simões da Silva, L., Piloto, P., & Franssen, J.-M. (2003). Towards a consistant safety format of steel beam-columns: application of the new interaction formulae for ambient temperature to elevated temperatures.
- Vila Real, P. M. M., Lopes, N., Simões da Silva, L., Piloto, P., & Franssen, J.-M. (2004). Numerical modelling of steel beam-columns in case of fire-comparisons with Eurocode 3.
- Vindima, P. (2012). *Estabilidade em vigas metálicas: Cálculo de momentos críticos*. Universidade Nova de Lisboa.
- Virtuoso, F. (2010). *Estabilidade de Estruturas. Colunas e Vigas-coluna*.